

M I T T E I L U N G E N

DES LEHRSTUHL'S FÜR STAHLBETON- UND MASSIVBAU DER  
TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG

UNTERSUCHUNGEN AN ÜBERGREIFUNGS-VOLLSTÖSSEN  
MIT HAKENFÖRMIG GEBOGENEN RIPPENSTÄHLEN

BERICHT ERSTATTET VON  
PROF. DR.-ING. KARL KORDINA UND  
DR.-ING. GÜNTHER FUCHS

BRAUNSCHWEIG, IM JANUAR 1970

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Seite
Verzeichnis der verwendeten Abkürzungen	1
1. Bericht über die durchgeführten Versuche	2
1.1 Aufgabenstellung	2
1.2 Beschreibung der Versuchskörper	3
1.3 Belastungsanordnung und Meßeinrichtung	4
1.4 Gebrauchslast - Bruchlast	5
1.5 Baustoffe und Herstellung	8
1.6 Versuchsdurchführung	8
1.7 Versuchsergebnisse	9
1.8 Zusammenfassung und Folgerung aus den Versuchsergebnissen	18
1.9 Einfluß häufiger Lastwechsel und ruhender Dauerlast	19
2. Theoretische Untersuchungen über das Tragverhalten eines Übergreifungsstoßes hakenförmig gebogener Rippenstähle	22
2.1 Rißverhalten	23
2.2 Bruchverhalten	28
3. Richtlinien für die Anwendung von Übergreifungsstößen mit hakenförmig gebogenen Rippenstählen (Vorschlag für DIN 1045 E)	34
Literaturverzeichnis	38
Tabellen 1 - 4	
Bilder 1 - 15	

## Verzeichnis der verwendeten Abkürzungen

$\emptyset$	=	Stabdurchmesser
$F_e$	=	Stabquerschnitt
$U$	=	Stabumgang = $4 F_e / \emptyset$
$e$	=	lichter Abstand zwischen den zu stoßenden Haken
$e_R$	=	seitliche Betonüberdeckung des letzten Hakens am Plattenrand
$Lü$	=	lichte Hakenübergreifungslänge gemessen von den Innenkanten der Haken
$b$	=	Fugenbreite
$g$	=	Gerade Hakenlänge im Fugenbeton bis zum Krümmungsbeginn
$w$	=	Rißbreite
$\epsilon_s$	=	Schwindmaß
$\beta_{W1}$	=	Würfeldruckfestigkeit des Fertigteilbetons
$\beta_{W2}$	=	Würfeldruckfestigkeit des Fugenbetons
$\tau_g$	=	Scherverbundspannung des zu verankernden Bewehrungsstabes
$B_n$	=	Betonnennfestigkeit
$P_n$	=	Betonpressungen durch Umlenkkräfte im Hakenbereich
$P_\varphi$	=	$P_n$ in Abhängigkeit vom Winkel $\varphi$ des Hakens
$\mu$	=	Reibungsbeiwert zwischen Bewehrungsstab und Fugenbeton im Hakenbereich

Alle übrigen Abkürzungen werden jeweils bei ihrer Verwendung im Text erläutert.

1. Bericht über die durchgeführten Versuche

1.1 Aufgabenstellung:

Die zunehmende Anwendung von Stahlbetonfertigteilen gibt Veranlassung, nach geeigneten und wirtschaftlichen Stoßverbindungen zu suchen, wobei der biegesteifen Verbindung vorgefertigter Platten besondere Bedeutung zukommt. Der Deutsche Ausschuß für Stahlbeton wurde daher um Förderung einer Versuchsreihe gebeten, die mit seiner Unterstützung in den Jahren 1967 - 1968 durchgeführt wurden.

Das Ziel der Versuche war, zu prüfen, ob eine biegesteife Verbindung vorgefertigter Stahlbetonbauteile durch ein kurzes Übergreifen von Haken zugelassen werden kann und welche Faktoren für solch eine Stoßverbindung von wesentlichem Einfluß sind.

Theoretische Überlegungen und Vorversuche haben gezeigt, daß sich folgende Einflußgrößen auf das Tragverhalten dieses Hakenstoßes auswirken dürften:

Stahlspannung  
Stabdurchmesser  
Schlaufendurchmesser  
Gerade Überdeckungslänge  
Abstand des äußersten Hakens vom Plattenrand  
Abstand der Haken untereinander  
Verbundeigenschaften des Stahles  
Querbewehrung  
Betongüte  
Lage des gezogenen Teiles des Hakens  
beim Betonieren  
Vorbehandlung der Fugenränder  
Beanspruchungszustand im Fugenbereich  
(reine Biegung/Biegung mit Querkraft/  
Biegung, Querkraft und Längskraft)  
Ermüdungsbeanspruchung  
Ruhende Dauerlast  
Eignung sog. "liegender Schlaufen"

Vor allem ist der Einfluß dieser Faktoren

- 1) auf das Rißverhalten im Gebrauchszustand
- 2) auf die Sicherheit gegen Bruch

zu untersuchen.

Infolge der Aufteilung des Forschungsvorhabens auf die Institute in Karlsruhe und Braunschweig entfiel auf Braunschweig die Untersuchung folgender Einflüsse:

- Betongüte
- Querbewehrung
- Abstand der Haken untereinander
- Abstand des äußersten Hakens vom Plattenrand
- Verhalten unter reiner Biegung sowie unter Biegung mit Querkraft
- Vorbehandlung der Fugenränder
- Ermüdungsbeanspruchung
- Ruhende Dauerlast

Als Längsbewehrung wurde für alle Versuche Rippenstahl St III b  $\emptyset$  12 verwendet, der lichte Krümmungsdurchmesser der Haken wurde mit  $d_s = 8 \cdot \emptyset = 9,6$  cm und das gerade Überdeckungsmaß  $a = 2,5 \cdot \emptyset = 3,0$  cm auf Grund von Vorversuchen festgelegt. (Vergl. Bild 1)

## 1.2 Beschreibung der Versuchskörper

Die Abmessungen der Versuchskörper sowie Form und Anzahl der Bewehrungsstäbe sind aus Bild 1 und 2 ersichtlich. In Bild 1 sind die Platten der Vorversuche dargestellt. Diese Versuche dienten zur Festlegung der geraden Überdeckungslänge. Der Fugenbeton erhielt keine Querbewehrung.

In Bild 2 sind verschiedene Ausbildungsmöglichkeiten von einer Fugenquerbewehrung, deren Einfluß auf das Tragverhalten in der zweiten Versuchsreihe studiert wurde. Zusätzlich wurde bei diesen Versuchen noch der Einfluß einer neben dem Biegemoment zusätzlich wirkenden Querkraft untersucht, in dem die Versuchskörper unter zwei verschiedenen Belastungsanordnungen geprüft wurden (Vergl. Bild 3).

Bei den Versuchsplatten der Hauptreihe wurden schließlich die Betongüte, der Abstand der Haken untereinander und der Bewehrungsgrad variiert, mit und ohne zusätzliche Querkraftbeanspruchung im Bereich des Hakenstoßes. Eine Zusammenstellung aller Versuchskörper zeigt Tabelle 1.

Die erreichten Betonfestigkeiten sowie die Prüfergebnisse sind aus den Tabellen 2 und 3 ersichtlich.

Der Bewehrungsgrad wurde so abgestimmt, daß bei Bemessung nach dem zur Zeit der Versuche gebräuchlichen n-Verfahren bei der zulässigen Stahlspannung von  $\sigma_e = 2,4 \text{ Mp/cm}^2$  auch die zulässige Betonspannung von  $\sigma_b = 100 \text{ kp/cm}^2$  erreicht wird. Daraus ergaben sich für die 0,7 m breiten Versuchskörper 6  $\emptyset$  12 St III b, die im Regelfall in Trägermitte in Hakenform mit einem lichten Abstand von  $e = 2 \emptyset = 2,4 \text{ cm}$  gestoßen wurden; zur Untersuchung des Einflusses von "e" wurden auch Versuchsträger mit  $e = 0$  und  $e = 5 \emptyset$  untersucht. Die seitliche Betonüberdeckung wurde von  $e_R = 2 \emptyset$  bis  $e_R = 5 \emptyset$  variiert.

### 1.3 Belastungsanordnung und Meßeinrichtung

Die Belastungsanordnung und Meßeinrichtung ist aus Bild 3 zu ersehen. Die Versuchsplatten wurden bei einer Stützweite von 2,40 m entweder in den Drittelpunkten Bild 3 a belastet, - wobei im Fugenbereich nur ein Biegemoment zu übertragen war, - oder in Feldmitte im Bereich des Fugenbetons Bild 3 b belastet, so daß in der Fuge zwischen Fugenbeton und Fertigteil Biegung und Querkraft übertragen werden mußten. Die Lasteintragung erfolgte durch 20 t-Pressen über Stahlprofilträger IPB 140; zwischen Profilträger und Versuchsplatte wurde ein Gipsbett angeordnet.

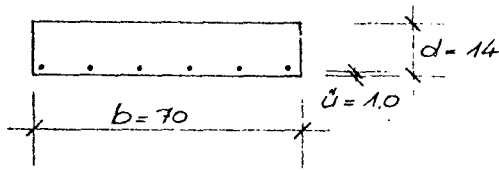
Gemessen wurden pro Laststufe die Betondehnungen auf der Biegezugseite mit einem Setzdehnungsmesser (Meßteilung: 1 Teilstrich = 0,002 mm) mit 20 cm Meßlänge und die Durchbiegungen in Trägerachse über Meßräder (Anzeigegegenauigkeit 0,1 mm); außerdem wurden zu der Laststufe die maximalen Rißbreiten mit einer Rißmeßlupe gemessen.

1.4 Gebrauchslast - Bruchlast

Die Kennwerte der Versuchsträger, die Beziehungen zwischen Pressenlast und rechnerischer Stahlspannung sowie die zulässige Last und die Bruchlast der Träger werden nachfolgend zusammengestellt:

### 1.4.1 Versuchsträger mit Last in den Drittelpunkten.

#### Kernwerte:



$$\phi_{\text{Nenn.}} = 12 \text{ mm. (Stabdurchmesser)}$$

$$F_{e \text{ ges.}} = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ (Bewehrungsquerschnitt)}$$

$$U = 1,55 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{F_e}{b \cdot h} = \frac{6,78}{70 \cdot 12,4} = 0,78 \% \text{ (Bewehrungs- prozent satz)}$$

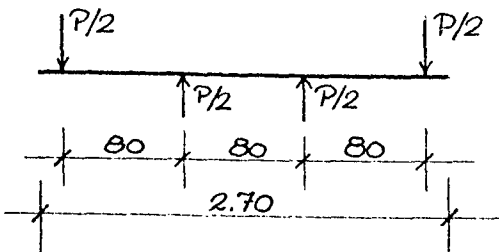
$$h = 14,0 - 1,0 - 0,6 = 12,4 \text{ cm. (Nutzhöhe)}$$

$$n = 15 \text{ (Verhältnis des Elastizitätsmoduls)}$$

$$x = \frac{15 \cdot 6,78}{70} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 70 \cdot 12,4}{15 \cdot 6,78}} \right) = 4,75$$

$$z = 12,4 - 1,57 = 10,83 \text{ cm.}$$

#### Prüfanordnung:



#### Eigengewicht:

$$g = 0,14 \cdot 0,70 \cdot 2,5 = 0,245 \text{ Mp/m.}$$

$$G = 0,245 \cdot 2,70 = 0,661 \text{ Mp}$$

$$M_G = \frac{0,661}{2} \left( \frac{2,70}{4} - 0,40 \right) = 0,09 \text{ [Mpm]}$$

#### Verkehr:

$$M_p = P/2 \cdot 0,80 = 0,4 P \text{ [Mpm]}$$

#### Spannungermittlung und zul. Gebrauchsmoment:

$$\sigma_{eII} = \frac{M}{F_e \cdot z} = \frac{M}{6,78 \cdot 0,1083} = 1,36 \cdot M \text{ [Mp/cm}^2\text{]} ; M \text{ in [Mpm]}$$

$$M_{zul} = \frac{2,4}{1,36} = 1,77 \text{ [Mpm]} \text{ für } \sigma_{eII} = 2,4 \text{ [Mp/cm}^2\text{]}$$

#### Zu erwartende Bruchlast für B 300:

$$m_z = \frac{M_{zul.}}{b \cdot h^2 \cdot \beta_w} = \frac{1,77}{0,7 \cdot 0,124^2 \cdot 300} = 0,055 ; j = 0,90$$

$$\text{für } \sigma_s = 4,4 \text{ Mp/cm}^2 \rightarrow M_0 = F_e \cdot \sigma_s \cdot j \cdot h = 6,78 \cdot 4,4 \cdot 0,90 \cdot 0,124 = 3,33 \text{ Mpm.}$$

$$P_{\text{Bruch}} = \frac{3,33 - 0,09}{0,4} = 8,10 \text{ Mp}$$

$$\text{Gebrauchsmoment n-frei: } M_{zul.} = \frac{3,33}{1,75} = 1,90 \text{ Mpm.}$$

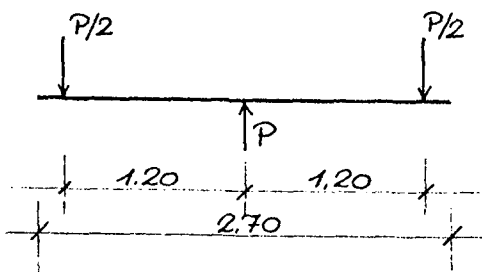


#### 1.4.2 Versuchsträger mit Last in Trägermitte:

Kernweite, Spannungsermittlung und zulässiges Gebrauchsmoment wie unter 1.4.1

Prüfanordnung:

Eigengewicht:



$$G = 0,661 \text{ Mp}$$

$$M_G = \frac{0,661}{2} \cdot \frac{2,70}{4} = 0,22 \text{ [Mpm]}$$

Verkehr:

$$M_P = P/2 \cdot 1,2 = 0,6 \cdot P \text{ [Mpm]}$$

Zu erwartende Bruchlast für B 300:

für  $\sigma_s = 4,4 \text{ Mp/cm}^2$  (aus Prüfversuchen an dem verwendeten Rippentorstahl  $\Phi 12$  erhalten.)

$$M_o = 3,33 \text{ Mpm}$$

$$P_{\text{Bruch}} = \frac{3,33 - 0,22}{0,6} = 5,18 \text{ Mp}$$

### 1.5 Baustoffe und Herstellung

Die Sieblinien der Zuschlagstoffe sowie Wasser- und Zementgehalt sind jeweils getrennt für die angestrebten Betongüten B 200, B 300, B 400 und B 600 auf Bild 4 und 5 dargestellt. Als Zement wurde Hannoverscher Portlandzement Alemannia PZ 275 mit einer Normfestigkeit von ca.  $500 \text{ kp/cm}^2$  verwendet. Die Wasserzugabe erfolgte unter Berücksichtigung der Eigenfeuchtigkeit der Zuschläge.

Als Schalung wurde Betoplan verwendet, wobei auch die Kontakt-Flächen im Bereich der späteren Fugen glatt abgeschalt und später nicht aufgerauht wurden. Bei der Herstellung der Versuchskörper und des Fugenbetons lag der gezogene Bereich der Haken wechselweise "oben" bzw. "unten", um Einflüsse hieraus auf das Tragverhalten erkennen zu können.

Der Beton wurde jeweils die ersten 7 Tage mit feuchten Tüchern abgedeckt und anschließend bei einer mittleren Hallentemperatur von  $20^\circ \text{ C}$  bis zur Prüfung gelagert. Das Betonieren des Fugenbetons erfolgte im allgemeinen 7 Tage nach dem Betonieren der Fertigteile. Die Einhaltung der angestrebten Betongüten gelang im wesentlichen.

### 1.6 Versuchsdurchführung

Um den Verlauf der Risse besser beobachten und messen zu können, wurden die Versuchskörper so geprüft, daß auf der Oberseite die Dehnungen auftraten (vergl. Bild 3). Diese Seite wurde gekalkt; der Rißverlauf wurde erst mit Bleistift, anschließend mit Tusche nachgezeichnet.

Die Belastungsgeschwindigkeit betrug  $1 \text{ t/min}$ ; 30 Sekunden nach der Lastaufbringung wurde mit dem Ablesen begonnen; das Ablesen der Meßräder, Setzdehnungsmesser und das Messen der Rißbreiten dauerte pro Laststufe etwa 10 Minuten. Ein nochmaliges Ablesen der ersten Meßstelle nach Ableseschluß ließ kein merkliches Kriechen in diesen 10 Minuten unter Last bis 80 % der Bruchlast erkennen. Bei der Laststufe, die der Gebrauchslast entsprach, wurden nach der Messung 5-mal ent- und wieder belastet, anschließend gemessen und nochmals 5-mal ent- und belastet und nochmals ge-

messen.

Die Prüfergebnisse sind aus Tabelle 2 und 3 ersichtlich.

## 1.7 Versuchsergebnisse

### 1.7.1 Ergebnisse der ersten Vorversuche (Platten I, II und III)

Aufgabe der Vorversuche war es, bei Anordnung eines kurzen Hakenstoßes (" Biegeschlaufen) in Feldmitte Aufschluß zu erhalten:

- a) im allgemeinen über Verformungen, Rißverlauf und Bruchlast
- b) über die zweckmäßige Ausbildung der Hakenform hinsichtlich der Übergreifungslänge und der Führung des Hakenendes in der Betondruckzone.

Zu diesem Zweck wurden 3 Versuchsträger hergestellt, die keine Querbewehrung erhielten und sich nur in der Hakenform unterschieden: Die lichte Hakenübergreifungslänge - gemessen von Innenkante bis Innenkante Haken - wurde bei den Versuchsträgern I und II zu  $Lü = 10,5 \cdot \emptyset = 12,6$  cm gewählt, wobei bei I das Hakenende noch im Bereich des Fugenbetons endete, während bei II das Hakenende  $10 \emptyset = 12$  cm in das Fertigteil einband. Bei Versuchsträger III betrug  $Lü = 16 \emptyset = 19,2$  cm, das Hakenende endete noch im Fugenbeton.

Es wurden folgende Ergebnisse gefunden:

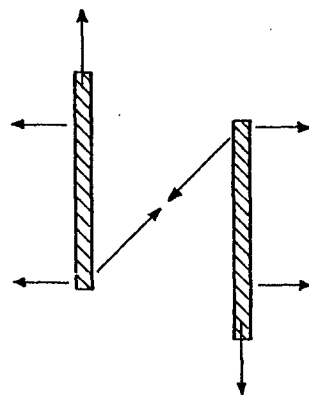
#### Zu a)

Bei allen drei Versuchen wuchsen die Trägerdurchbiegungen mit der Belastung linear an (vgl. Bild 6), zumindest bis zur Gebrauchslast. Während sich dieses lineare Anwachsen bei Träger I und III bis kurz vor den Bruch fortsetzte, war bei Träger II schon während des 10-maligen Lastwechsels ein stärkeres Anwachsen der Durchbiegungen zu beobachten, das bis zum Bruch noch zunahm, so daß die Verformungen des Trägers II kurz vor dem Bruch etwa die 1,5-fache Größe der Verformungen von Träger I und III hatten. Nur bei diesem Träger zeigte sich dann auch kurz vor dem Bruch ein stärkerer Knick im Bereich des Hakenstoßes (vgl. Bild 6).

Unter Gebrauchslast lag die Durchbiegung aller Versuchsplatten bei etwa 8 mm, entsprechend  $L/300$ .

Die ersten Risse traten, wie zu erwarten war, entlang der beiden Fugen zwischen Fertigteil und Fugenbeton auf, da die Betonhaftung hier infolge der glatten Abschaltung der Fertigteile nur sehr mangelhaft war. Die Breiten dieser Risse betrugen unter Gebrauchslast bei Träger I  $2/10$  mm, bei Träger II  $4/10$  und bei Träger III  $3/10$  mm. Ansonsten verteilten sich die Risse infolge der guten Haftung der Rippenstähle gleichmäßig über die Trägerlänge (vgl. Tabelle 4).

Bei einer Last von 6 Mp (gleich der 1,33-fachen zulässigen Gebrauchslast von 4,5 Mp) traten im Bereich des Fugenbetons die ersten Längsrisse - also in Richtung der Stützweite verlaufend - mit einer Rißbreite von  $2/100$  mm auf. Bei Laststeigerung auf 7 Mp trat sowohl eine Häufung als auch eine Verbreiterung dieser Längsrisse bis auf mehrere  $1/10$  mm ein. Bei einer weiteren Laststeigerung führten diese Risse zum Abplatzen der seitlichen Betonschalen an beiden Plattenlängsseiten, wodurch der Bruch eingeleitet wurde. Die Bruchlast betrug bei Träger I 7,58 Mp bei Träger II 7,40 Mp und bei Träger III 8,64 Mp.



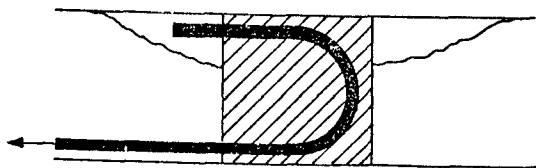
Der Bruch trat offensichtlich dadurch ein, daß die Betonzugfestigkeit nicht mehr ausreichte, um die Querzugspannungen aufzunehmen, die durch die Spaltzugkräfte und durch die versetzte Lage der zu stoßenden Haken verursacht werden.

Da eine Abhängigkeit zwischen den auftretenden Zugkräften und dem Abstand zwischen den zu stoßenden Haken vermutet wurde, sollte bei den weiteren Versuchen dieser Abstand variiert werden.

Interessant war, daß Träger II gegenüber Träger I bei gleicher Hakenübergreifungslänge  $L_{\bar{u}}$ , aber längeren Hakenenden eine geringere Bruchlast und wesentlich größere Verformungen und Risse brachte. Dies dürfte kein Zufall sein; der Grund hierfür wurde in folgendem vermutet:

Die Verankerungslänge der zu stoßenden Bewehrung betrug bei Träger I  $L_v = 24,7$  cm. Die Verankerungslänge für einen Bewehrungsstab  $\varnothing 12$  beträgt nach den Richtlinien für Rippenstahl (1) bei B 300 für "untenliegende" Stäbe  $a_6 = 36$  cm; dieses Maß darf bei einem Abbiegen des Stabes auf  $2/3$  verringert werden. Als Verankerungslänge wäre also erforderlich:  $2/3 \cdot 36 = 24$  cm  $24,7$  cm. Wie der Versuch zeigte, reichte die Verankerungslänge auch aus, die rechnerische Bruchlast der Platte zu erreichen.

Bei Träger II ragte das obere Hakenende noch 12 cm in das Fertigteil, die tatsächliche Verankerungslänge war um 14,2 cm länger als bei Träger I. Diese Vergrößerung der Länge war aber für die Eintragung der Zugkräfte wirkungslos; die in das Fertigteil einbindenden Stabenden wurden jedoch auf Druck beansprucht und führten zu einem schalenförmigen Ausbrechen der Betondruckzone.



Dagegen wirkte der Fugenbeton bei Träger I ohne durchlaufende Bewehrung in der Betondruckzone wie ein Betonwürfel zwischen Pressenplatten, gebildet von den seitlich anschließenden Fertigteilen, so daß hier eine Schwächung der Betondruckzone entfiel.

### Zu b

Wie schon ausgeführt, brachte die Verlängerung des oberen Hakenendes und das Einbinden in die Fertigteile keine Verbesserung der Tragwirkung. Die Vergrößerung der Hakenübergreifungslänge  $L_{\bar{u}} = 10,5 \varnothing$  auf  $L_{\bar{u}} = 16 \varnothing$  bei Platte III brachte zwar eine Bruchlaststeigerung von 7,58 auf 8,64 Mp. (= + 14 %), die Verformungen waren aber bei gleicher Last etwa gleich groß, die Rißbreiten sogar größer. Da auch bei Träger III der Bruch durch Querrisse ausgelöst wurde, erklärt sich die größere Bruchlast dadurch, daß bei gleichem Abstand der zu stoßenden Schlaufenpaare und größerer Hakenübergreifungslänge der Winkel zwischen Druckstrebe und Stabachse flacher und damit auch die Querkzugkraft kleiner war, weswegen die Betonzugfestigkeit erst bei einer höheren Belastung erreicht wurde, oder aber: die Druckkraft verteilte sich auf eine größere Länge, wodurch ein größerer Betonquerschnitt zur Aufnahme der unverändert großen Querkzugkräfte herangezogen wurde!

Da an den Prüfkörpern kein Aufbiegen der Haken und auch kein plötzliches Versagen beim Auftreten der ersten kleinen Risse im Fugenbeton parallel zu den Stabachsen festgestellt wurde, ist zu vermuten, daß sich eine höhere Bruchlast auch bei einem Maß  $L_{\bar{u}} = 10,5 \varnothing$  erreichen läßt, wenn die auftretenden Querkzugkräfte durch eine entsprech. Querbewehrung aufgenommen werden.

Das Ergebnis der Vorversuche kann wie folgt zusammengefaßt werden:

- 1) Für die Gebrauchslast zeigten die Versuchskörper hinsichtlich Durchbiegung und Rißbreite ein Verhalten wie eine Platte mit durchgehender Bewehrung.
- 2) Die Bruchlast lag bei etwa 95 % der rechnerischen Grenzlast.
- 3) Der Bruch erfolgte durch Überschreitung der Betonzugfestigkeit infolge der Querkzugspannungen, hervorgerufen durch exzentrische Zugkraftübertragung zwischen den Schlaufenpaaren und den Spalteffekt infolge der Umlenkkräfte im Hakenbereich. Der Bruch erfolgte nicht durch ein Aufbiegen der Haken.

Ein Fließen der Bewehrung beim Eintritt des Versagens konnte nicht mit Sicherheit festgestellt werden.

- 4) Das Einbinden der oberen Hakenenden in die Fertigteilplatten brachte keine Steigerung der Bruchlast, - im Gegenteil sogar größere Verformungen und breitere Risse.
- 5) Eine Vergrößerung der Hakenübergreifungslänge von  $L_{\text{ü}} = 10,5 \varnothing$  auf  $L_{\text{ü}} = 16 \varnothing$  brachte bei gleichem Abstand der zu stoßenden Haken eine Steigerung der Bruchlast um 14 %, dagegen ergab sich unter Gebrauchslast keine Verbesserung hinsichtlich Verformungs- und Rißverhalten.
- 6) Eine Steigerung der Traglast war zu erwarten
  - a) bei Verringerung der Querkzugkräfte durch direkten Kontakt der zu stoßenden Haken
  - b) durch eine wirksame Aufnahme der verbleibenden Querkzugkräfte mittels steckbügelförmiger Querbewehrung
- 7) Ungeklärt blieb, wie sich eine geringere Güte des Fugenbetons und ein größerer Abstand der zu stoßenden Haken auf die Verformungen und die Bruchlast auswirken.

#### 1.7.2 Ergebnisse der zweiten Vorversuchsreihe

Bei den ersten Vorversuchen wurde der Bruch der Versuchsplatten durch Längsrisse an den Plattenrändern ausgelöst, die durch Querkzugspannungen nach Überschreitung der Betonzugfestigkeit im Bereich des Fugenbetons entstanden. Diese Längsrisse traten bereits als feine Haarrisse unter Gebrauchslast auf. Die Überschreitung der Betonzugfestigkeit muß daher nicht zwingend zum Bruch führen; es gilt vielmehr, durch eine zweckmäßige Querbewehrung die Klaffung dieser Risse hinreichend klein zu halten, um den Scherverbund noch zu gewährleisten. Außerdem wurde in den ersten Vorversuchen der Fall nicht angesprochen, daß im Stoßbereich auch Querkkräfte zu übertragen sind.

Diese Einflüsse sollten bei den nachfolgend beschriebenen 6 Versuchsträgern untersucht werden (vgl. Bild 2 und 3); es wurden 3 verschiedene Anordnungen der Querbewehrung an jeweils 2 Versuchsträgern geprüft, wobei die Belastung bei einem Träger in den Drittelpunkten (Reihe 1, A-C), beim anderen Träger in Feldmitte erfolgte (Reihe 2, A-C), so daß im zweiten Falle im Fugenbereich auch Querkräfte übertragen werden mußten.

Zum Vergleich wurden Versuchsträger mit durchlaufender Bewehrung geprüft, wobei allerdings auch in Trägermitte ein 17 cm breiter Bereich nachträglich mit Fugenbeton ausgefüllt wurde. (Platten 1 D und 2 D, Nullversuche).

Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 2 zusammengestellt. Sie zeigen, daß die 6 Versuchsträger unter der 1, 2-fachen Gebrauchslast keine breiteren Risse als 0,26 mm (bei 3 Trägern nur 0,20 mm) aufwiesen, während das Bruchmoment zwischen dem 1,94-fachen und 2,30-fachen Gebrauchsmoment lag, wenn das Gebrauchsmoment mit  $n = 15$  berechnet wird bzw. zwischen dem 1,81-fachen und 2,15-fachen  $n$ -frei ermittelten Gebrauchsmoment. Diese günstigen Ergebnisse bei der recht kurzen lichten Hakenübergreifungslänge von  $10,5 \varnothing = 1,3 d_s = 12,6$  cm wurden erreicht bei einer Güte des Fugenbetons von  $\beta_w = 373$  kp/cm<sup>2</sup> bis  $\beta_w = 570$  kp/cm<sup>2</sup>; außerdem lagen die zu stoßenden Haken dicht beieinander ( $e = 0$ ). Bei den weiteren Versuchen war daher zu überprüfen, wie weit sich eine geringere Betongüte und ein größerer Abstand der zu stoßenden Haken auf die Rißbildung und die Bruchlast bemerkbar macht. Dagegen war kein eindeutiger Unterschied im Tragverhalten in Abhängigkeit von den verschiedenen Formen der Querbewehrung feststellbar. Die Wahl für die Form der Querbewehrung bei den weiteren Versuchen fiel daher auf den Typ, wie er in Bild 2, D dargestellt ist, aus der Überlegung, eine für die Praxis möglichst einfach einzupassende Form zu untersuchen.

Interessant ist der Vergleich der Versuchsplatten mit Hakenstößen zu jenen mit ungestoßener durchlaufender Bewehrung: Der Vergleich der Rißbreiten zeigt, daß für den Gebrauchszustand nicht die Art



des Bewehrungsstoßes, sondern in erster Linie die Betongüte die Breite der Risse bestimmt. Dieser Umstand wird später bei der theoretischen Behandlung des Tragverhaltens erneut aufgegriffen.

### 1.7.3 Ergebnisse der Hauptuntersuchung

Bei den Vorversuchen wurde festgestellt, daß es unter bestimmten Umständen möglich ist, mittels Haken bei einer relativ geringen Übergreifungslänge einen biegesteifen Stoß von Fertigteilplatten zu erzielen, der sich hinsichtlich der Rißbreite im Gebrauchszustand und unter Bruchlast brauchbar zeigt.

Durch die weiteren Versuche sollte geklärt werden, inwieweit die in den Vorversuchen gefundenen Ergebnisse allgemein gültig sind, und inwieweit die für die Beurteilung der Stoßverbindung maßgebenden Faktoren - Rißverhalten im Gebrauchszustand und aufnehmbare Bruchlast - bei Variation der Betongüte, des Hakenabstandes, des Bewehrungsgrades und der Beanspruchung (mit und ohne Querkraft) beeinflußt werden.

Die Ergebnisse sind in den Bildern 7 bis 10 zusammengefaßt.

#### a) Rißverhalten

Die Bilder 7 bis 9 zeigen die gemessene maximale Rißbreite in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und von der rechnerischen Stahlspannung. Man erkennt vor allem bei einer Stahlspannung von  $\sigma_e = 2,85 \text{ t/cm}^2$  eine starke Zunahme der Rißbreiten bei abnehmender Betongüte. Von der allgemeinen Tendenz weichen nur die Versuchsträger II, I/1 und I/3 ab. Dabei hatten die Träger II und I/3 keine Querbewehrung, so daß nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit natürlich mit größeren Rissen als bei eingelegter Querbewehrung zu rechnen war; das schlechtere Rißverhalten von Träger I/1 kann dagegen nur so gedeutet werden, daß der Fugenbeton hier schlechter ausfiel, als die gleichzeitig hergestellten Gütewürfel.

Bezüglich des Abstandes zwischen den gestoßenen Haken ist zwischen  $e = 0$  und  $e = 2 \varnothing$  kein Unterschied im Rißverhalten erkennbar, während sich die Träger mit  $e = 5 \varnothing$  im Verhältnis dazu etwas schlechter in der Rißentwicklung verhielten. Grundsätzlich trat hier der maximale Riß in der Fuge zwischen Fertigteil und Fugenbeton auf.

Es drängte sich daher die Frage auf, ob durch eine aufgebrachte Kunstharzhaftbrücke an den Kontaktflächen zwischen Alt- und Neubeton eine Verbesserung zu erreichen wäre. Zur Überprüfung dienten die Versuchsplatten I/16 bis I/19, wobei die Träger I/16 und I/18 einen Kunstharzanstrich (Epoxydharz Krautoxin Nr. 1471 A der Firma Farbenkrauth Darmstadt) erhielten, während die Träger I/17 und I/19 gleich bewehrt, aber ohne Haftbrücke blieben. Es war jedoch nur eine geringfügige Verbesserung festzustellen, obwohl die nach dem Bruch untersuchte Kontaktfläche eine bessere Verzahnung zwischen Alt- und Neubeton zeigte. Der Grund für die nur geringe Verbesserung im Rißverhalten kann vielleicht darin liegen, daß noch zu wenig Erfahrung im Anbringen der Kunstharzauftrage vorhanden ist und daher bei günstigerer Abstimmung zwischen Topfzeit des Kunstharzes und der Zeitdauer zwischen Auftragen des Harzes und dem Ausbetonieren der Fuge eine Verbesserung erreichbar ist. (Hier: Topfzeit ca. 2 Stunden, Dauer zwischen Auftragen des Harzes und Ausbetonieren ca. eine halbe Stunde).

Der Unterschied zwischen den Trägern I/5 und I/6 sowie I/8 und I/9 lag darin, daß die Träger I/6 und I/9 mit der Bewehrung auf der Oberseite, Träger I/5 und I/8 mit der Bewehrung auf der Unterseite betoniert wurden, wobei erwartet wurde, daß die Betonierlage "Bewehrung oben" ungünstigere Werte liefert. Die Versuche zeigten jedoch sogar ein geringfügig besseres Rißverhalten bei den Trägern I/6 und I/9; die Lage der Bewehrung beim Betonieren bleibt hier - vermutlich wegen der geringen Plattendicke - ohne wesentliche Bedeutung.

### b) Bruchlast

Auf Bild 10 sind die Bruchmomente der Versuchsträger in Abhängigkeit von der Betongüte des Fugenbetons aufgetragen (wobei die Betongüte der Fertigteile im allgemeinen geringfügig über der des Fugenbetons lag, vergl. Tabelle 3. Die Größe des Abstandes "e" der Haken untereinander wurde durch Symbole dargestellt.

Man erkennt aus der Zusammenstellung zunächst, daß die beiden Träger mit ungestoßener Bewehrung die höchsten Bruchlasten ergaben (Nullversuche) und die Träger ohne Querbewehrung die geringsten; dazwischen liegen mit relativ geringer Streuung die Versuchswerte für die Träger mit Hakenstoß und Querbewehrung. Dabei hat die Betongüte einen relativ geringen Einfluß auf die erreichten Bruchlasten: der Mittelwert liegt für das Bruchmoment für B 200 bei  $M = 3,55 \text{ Mpm}$ , für B 600 bei  $M = 3,95 \text{ Mpm}$ . Der Unterschied beträgt also nur 10 %, wobei auch für die gleiche Betongüte die Ergebnisse schon um 10 % streuen. Die günstigeren Werte von Platte I/10 und I/11 können aber auch darin begründet werden, daß die Platten nur mit 4  $\emptyset 12$  (statt 6  $\emptyset 12$  wie bei den übrigen Versuchskörpern) bewehrt wurden und die in der Abbildung eingetragenen Werte - um den Vergleich zu den übrigen Versuchsträgern zu erhalten - die im Verhältnis 6  $\emptyset 12$  und 4  $\emptyset 12$  umgerechneten Versuchsergebnisse angeben; sie zeigen daher eine Zunahme der Bruchlast pro Bewehrungseinheit bei abnehmendem Bewehrungsprozentsatz.

Die Bruchmomente der Träger mit durchlaufender Bewehrung liegen mit 4,25 Mpm ca. 12 % höher als der Mittelwert der Träger mit Schlaufenstoß bei gleicher Betongüte. Die Bruchlasten der Träger ohne Querbewehrung fielen bis auf 3,0 Mp ab, also auf Werte unterhalb des 1,75-fachen zulässigen Gebrauchsmomentes. Man ersieht daraus die Notwendigkeit einer Anordnung von Querbewehrung. Ohne sichtbaren Einfluß blieb im untersuchten Bereich der Hakenabstand "e".

Die zusätzliche Beanspruchung der Hakenverbindung durch eine Querkraft (Träger 2A, 2B, 2C, 2D, I/7, I/8, I/9) zeigte zumindest keine Verringerung der aufnehmbaren Bruchlast.

#### 1.8 Zusammenfassung und Folgerungen aus den Versuchsergebnissen

Für die Beurteilung einer Hakenverbindung ist wesentlich

1. Das Rißverhalten im Gebrauchszustand
2. die Sicherheit gegen Bruch.

Die in Braunschweig durchgeführten Versuche mit konstant gehaltenem Bewehrungsdurchmesser (Rippentorstahl  $\emptyset 12$ ), mit konstant gehaltener Hakenübergreifungslänge ( $L_{\text{Ü}} = 10,5 \emptyset$  als lichter Abstand) und konstantem Hakendurchmesser ( $d_{\text{H}} = 8 \emptyset$ ) zeigen die starke Abhängigkeit der Rißenentwicklung von der Betongüte und der auftretenden Stahlspannung.

Dagegen zeigte keinen oder nur geringfügigen Einfluß das Hakenabstandsmaß "e" bis zu  $e = 5 \emptyset$ , die Lage der Haken beim Betonieren, der Bewehrungsgrad, die Anordnung einer Haftbrücke und die Beanspruchungsart (mit oder ohne Querkraft im Hakenbereich). Das Fehlen von Querbewehrung wirkte sich in begrenztem Umfang ungünstig auf die Rißenentwicklung aus.

Hinsichtlich der Bruchlast ist jedoch eine Querbewehrung unbedingt erforderlich, wenn das 1,75-fache zulässige Gebrauchsmoment (berechnet für durchlaufende Bewehrung) mit Sicherheit erreicht werden soll. Von den übrigen untersuchten Einflüssen wirkte sich nur die Betongüte deutlich aus. Die Bruchlast pro Bewehrungseinheit zeigte eine leichte Zunahme bei abnehmendem Bewehrungsprozentsatz.

Grundsätzlich kann folgendes aus den Kurzzeitversuchen abgeleitet werden:

1. Eine Querbewehrung ist unbedingt erforderlich.

2. Mit Querbewehrung ist bei Haken aus St III  $\emptyset 12$  die Bruchsicherheit immer gegeben; beim Bruch öffnen sich weder die Haken noch wird der Fugenbeton ( $B_{200}$ ) durch Umlenkkräfte oder Lochleibungsdruck zerstört; es waren keine schalenartigen Abplatzungen festzustellen.
3. Die Rißbreite ist von der Betongüte und den auftretenden Stahlspannungen abhängig, wobei die Risse an der Kontaktstelle zwischen Alt- und Fugenbeton maßgebend sind. Diese Risse treten aber auch bei durchlaufender Bewehrung und Fugenausbildung auf, so daß sie nicht allein durch den Hakenstoß bedingt sein können.

#### 1.9 Einfluß häufiger Lastwechsel und ruhender Dauerlast

- 1.9.1 Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Schlaufenstößen unter Ermüdungsbeanspruchung wurden zwei Platten jeweils einem 100 000-fachen Lastwechsel unterzogen. (Platten I/14 und I/15). Um Anschluß an die Ergebnisse der übrigen Versuchsplatten zu erhalten, wurden als Bewehrung ebenfalls 6  $\emptyset 12$  aus St III b angeordnet bei einem lichten Abstand der Haken von  $e = 2 \emptyset = 2,4 \text{ cm}$  und einer lichten Hakenübergreifungslänge von  $1,3 d_s$  mit  $d_s = 8 \emptyset$ . Als Fugenbetongüte wurde  $B_{w28} = 200 \text{ kp/cm}^2$  angestrebt, die Würfel ergaben  $B_{w28} = 206 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Stahlspannung wechselte bei Platte I/14 zwischen  $1,49 \text{ Mp/cm}^2$  und  $2,85 \text{ Mp/cm}^2$ ; nach 100 000 Lastwechseln wurde die Platte statisch bis zum Bruch belastet.

Bei Platte I/15 wechselte die rechnerische Stahlspannung für die ersten 100 000 Lastwechsel zwischen  $0,94 \text{ Mp/cm}^2$  und  $2,03 \text{ Mp/cm}^2$ , bei den anschließenden weiteren 100 000 Lastwechseln wieder zwischen  $1,49 \text{ Mp/cm}^2$  und  $2,85 \text{ Mp/cm}^2$ .

Die erreichte Bruchlast lag ca. 10 % über dem Mittelwert der übrigen Versuchsplatten, die mit  $B_n = 200 \text{ kp/cm}^2$  hergestellt und nur statisch belastet wurden. Die 100 000 bzw. 200 000 Lastwechsel ergaben also keinen Abfall in der Tragfähigkeit der Platten.

Dagegen konnte unter der oberen Lastgrenze (bei Träger I/14  $\sigma_e = 2,85 \text{ Mp/cm}^2$  und bei Träger I/15 zunächst  $\sigma_e = 2,03 \text{ Mp/cm}^2$ , später  $\sigma_e = 2,85 \text{ Mp/cm}^2$ ) eine merkliche Zunahme der Dehnungen und damit der Risse festgestellt werden (vgl. Bild 11). Dabei zeigte sich, daß gegenüber der Dehnung unter Erstbelastung nach etwa 10 Lastwechseln ein Beharrungszustand nach einer Dehnungszunahme von rd. 12 % erreicht wird; diese Beobachtung bestätigt das Vorgehen, bei statischen Belastungsversuchen unter Gebrauchslast einen 10-maligen Lastwechsel anzuordnen, - was bei diesem Versuchsprogramm auch generell geschehen ist; eine weitere merkliche Dehnungszunahme erfolgte erst nach etwa 10 000 Lastwechseln; nach 100 000 LW betrug die Dehnungszunahme etwa 30 % der Dehnung unter der Erstbelastung. Den Dehnungen entsprechend nahm auch die Breite der Risse zwischen Fertigteilen und Fugenbeton zu, und zwar näherte sich die Summe der Rißbreiten der beiden Risse zwischen Fertigteil und Fugenbeton dem Betrag der gemessenen Dehnung, was auf ein zunehmendes Gleiten des Stahles im Bereich des Fugenbetons schließen läßt.

#### 1.9.2 Einfluß von ruhender Dauerlast

An zwei Platten wurde der Einfluß einer über längere Zeit auf die Stoßverbindung einwirkenden ruhenden Dauerlast überprüft. Diese Versuche fanden in einem Klimaraum bei konstant gehaltener Temperatur von + 20°C und 65 % rel. Feuchte statt.

Der erste Dauerstandversuch (Bild 12) wurde nach 172 Tagen abgebrochen. Bis zu diesem Zeitpunkt hatten sich die Dehnungen im Fugenbereich (gemessen über eine Strecke von 20 cm) um 95 % gegenüber der Dehnung beim Aufbringen der Last vergrößert; dagegen lag die Zunahme der Dehnungen über einen Plattenbereich von 1,40 m nur bei 50 %. Die Durchbiegung hatte gegenüber der Anfangsdurchbiegung um 140 % zugenommen. Ein Abklingen der Verformungen war bei Versuchsende noch nicht zu erkennen. Auf der Biegezugseite hatten sich während der Belastungsdauer 18 Risse mit Rißbreiten über 0,05 mm senkrecht zur Stützweite eingestellt; die max. Rißbreite betrug bei einer rechnerischen Stahlspannung von  $2,85 \text{ Mp/cm}^2$  0,2 mm.

Bei der anschließenden Belastung bis zum Bruch erreichte die Platte ein Bruchmoment von 3,6 Mpm. bei einem rechnerischen Bruchmoment (vgl. 1.4.1) von 3,33 Mpm.

Der zweite Dauerstandsversuch wurde am 5.3.1968 begonnen und dauert noch an. Bemerkenswert ist an diesem Versuch der Knick in den Dehnungsdiagrammen nach einer Belastungsdauer von 180 und 200 Tagen. Die Klima- und Lastbedingungen blieben während der Zeit konstant. Mit der sprunghaftigen Zunahme der Dehnungen war eine verstärkte Rißbildung und Rißverbreiterung im Bereich der Fertigteile, der Kontaktfuge und im Fugenbeton festzustellen. Der Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Zustand erfolgte offensichtlich plötzlich mit einer infolge Rißbildung größeren Dehnung der Biegezugseite der Platten, als bei einem allmählichen Übergang von Stadium I zu Stadium II; daher schließt an diese sprunghafte Dehnungszunahme eine Dehnungsabnahme an. Man kann also den Sprung in der Verformungskurve als Überlagerung eines Kurzzeiteinflusses mit einem Langzeiteinfluß verstehen und vermuten, daß die Verformungslinie wieder asymptotisch in die Verlängerung des vorhergehenden Linienzuges einmündet. Um das zu überprüfen, soll der Versuch noch fortgesetzt werden. Auf Bild 13 sind die Risse und Rißbreiten dieses Versuchskörpers nach 250 Tagen Belastungsdauer aufgetragen.

Beide Versuchskörper zeigen große Zunahmen der Durchbiegungen. Im Bild 14 wurden die Durchbiegungswerte nach (2) für die untersuchte Platte, allerdings ohne Berücksichtigung des Hakenstoßes und der Fugenausbildung ermittelt. Nimmt man für 65 % rel. Feuchte die Kriechzahl zu  $\varphi = 3,0$  und das Schwindmaß zu  $30 \cdot 10^{-5}$  an, so ist bei einer gleichbewehrten Platte mit durchlaufender Bewehrung die elastische Durchbiegung zu 0,53 cm, der Durchbiegungszuwachs infolge Schwinden zu 0,16 cm und infolge Kriechen zu 0,32 cm zu erwarten.

Bei den hier untersuchten Platten betrug beim ersten Dauerstandsversuch die Anfangsdurchbiegung bei der ersten Belastung 41 Tage nach dem Betonieren der Fertigteile bzw. 34 Tage nach dem Betonieren der Fuge 0,67 cm und die Gesamtdurchbiegung nach 172 Tagen Belastungsdauer 1,59 cm. Nimmt man das Restschwinden nach Belastungsbeginn zu 50 % des Gesamtschwindens an, so stimmt die gemessene Anfangsdurchbiegung von 0,67 cm mit der rechnerisch ermittelten von  $0,53 + 0,08 = 0,61$  recht gut überein; der Durchbiegungszuwachs von 0,92 cm in den 172 Tagen Belastungsdauer übersteigt aber weit die rechnerisch erwarteten  $0,32 + 0,08 = 0,40$  cm.

Beim zweiten Dauerstandsversuch betrug die Anfangsdurchbiegung bei der ersten Belastung 26 Tage nach dem Betonieren der Fertigteile bzw. 18 Tage nach dem Betonieren der Fuge 0,80 cm und die Gesamtdurchbiegung nach 250 Tagen Belastungsdauer 1,75 cm. Es liegen also sowohl Anfangsdurchbiegung und Durchbiegungszuwachs noch über den Werten des ersten Dauerstandsversuches.

Der Grund für die großen Durchbiegungswerte wird vor allem in den Rissen zwischen Fugenbeton und Fertigteilen vermutet. Infolge dieser über die ganze Plattenbreite durchgehenden Risse wandert die Mullinie näher zum Druckrand, so daß die Betondruckspannungen und Betonstauchungen an dieser Stelle größer werden als nach den Rechenannahmen zu erwarten. Leider wurden bei den bisher durchgeführten zwei Dauerstandsversuchen die Betonstauchungen nicht gemessen; bei einem anschließenden dritten Versuch soll dies nachgeholt werden.

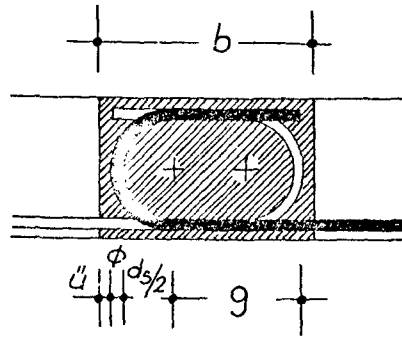
2. Theoretische Untersuchungen über das Tragverhalten eines Übergreifungsstoßes unter hakenförmig gebogenen Rippenstählen:

Die folgenden Untersuchungen beschäftigen sich zunächst mit der rechnerischen Ermittlung der maximalen Rißbreite, da diese für die Anwendung der kurzen Hakenstöße im Gebrauchszustand entscheidend ist. Anschließend wird eine rechnerische Behandlung des Bruchverhaltens versucht.



## 2.1 Rißverhalten

Die Versuche zeigten, daß von unter den in Abschnitt 1 aufgeführten Faktoren vor allem die auftretende Stahlspannung und die Betongüte für die max. Rißbreite ausschlaggebend sind. Sicher werden jedoch auch die Hakendurchmesser und die gerade



Überdeckungslänge  $g$  (vgl. nebenstehende Skizze) das Rißverhalten beeinflussen; diese Einflüsse wurden jedoch in Braunschweig nicht untersucht. Eindeutig zeigten jedoch die Versuche, daß der Riß mit der größten Breite in der Kontaktfläche zwischen Fugenbeton und Fertigteil auftritt.

Die maximale Rißbreite wird daher wohl am besten erfaßt, wenn man die Größen addiert, welche Beiträge im Bereich des Fugenbetons und des anschließenden Fertigteiles zur Rißbreite liefern:

Solche Beiträge liefern:

- a) Das Schwinden des Fugenbetons ( $W_e$ )
- b) Die Stahldehnung in dem an den Riß anschließenden Bereich des Fertigteiles ( $W_b$ )
- c) Die Stahldehnung im geraden Hakenteil " $g$ " ( $W_e$ )
- d) Die Stahldehnung im gekrümmten Hakenbereich (Hakenschlupf ( $W_d$ ))

### Zu a)

Beim Schwinden des Fugenbetons kann davon ausgegangen werden, daß die Fertigteile zu beiden Seiten des Fugenbetons unverschieblich gelagert sind; außerdem wurde festgestellt, daß sich infolge der Schwindspannungen zunächst der Fugenbeton in einer Kontaktfläche löste, so daß sich infolge Schwinden des Fugenbetons eine Rißbreite ergibt von:

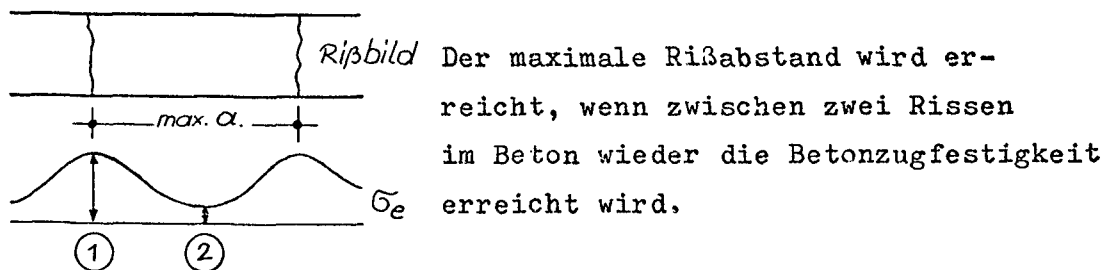
$$W_a = \epsilon_s \cdot b$$

$\epsilon_s$  = Schwindmaß

$b$  = Fugenbreite

Zu b

Eine das allgemeine Rißverhalten gut erfassende Rißtheorie wurde von Brendel in (3) beschrieben



Mit  $\sigma_{e1} = \frac{M}{z \cdot F_e} = \sigma_{er}$  (die Zugkraft wird nur durch den Bewehrungsstab übertragen) und  $\sigma_{e2} = \frac{F_e}{E_b} \cdot \sigma_{bz}$  wird zwischen ① und ② eine Zugkraft von  $\Delta Z = F_e (\sigma_{er} - n \cdot \sigma_{bz})$  durch Verbundspannungen übertragen:  $\Delta Z = \tau_g \cdot U \cdot \alpha / 2$

Mit  $F_e / U = \phi 4$  und  $n \cdot \sigma_{bz} = \epsilon_{bRi\beta} \cdot E_e$  erhält man damit den max. Rißabstand zu

$$\max. \alpha. = \frac{\phi}{2} \cdot \frac{\sigma_{er}}{\tau_g} \left( 1 - \frac{\epsilon_{bRi\beta} \cdot E_e}{\sigma_{er}} \right)$$

und mit  $\epsilon_{bRi\beta} \sim 0,1 \text{‰}$ ;  $\frac{E_e}{\sigma_{er}} \sim 1000$  und  $\tau_g \sim 0,2 \beta_w$  wird  $\max. \alpha. = 2,25 \cdot \phi \cdot \sigma_{er} / \beta_w$

$$\max. w = \frac{\sigma_{er}}{E_e} \cdot \alpha \cdot c = 2,25 \cdot c \cdot \frac{\sigma_{er}^2 \cdot \phi}{E_e \cdot \beta_w}$$

Der Faktor c berücksichtigt die Güte des Verbundes und kann für Rippenstahl etwa mit 0,8 angenommen werden. Damit erhält man als maximale Rißbreite

$$\max. w = 1,8 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{er}^2}{E_e \cdot \beta_w}$$

Da hier nur der Einflußbereich des Fertigteiles betrachtet wird, gilt als Rißbeitrag

$$w_b = 0,9 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{er}^2}{E_e \cdot \beta_{w1}}$$

$\beta_{w1}$  = Betongüte  
des Fertigteiles

Die unmittelbare zahlenmäßige Ableitung dieses Rißbeitrages aus (4) stößt auf Schwierigkeiten, weil dort die Rißbreite explicit nicht angegeben ist. Ein zahlenmäßiger Vergleich der beiden Ansätze liefert folgendes Bild:

für  $\beta_w = 200 \text{ kg/cm}^2$ , St IIIb  $\phi 12$ ,  
 $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$  ergibt sich

Ansatz nach Brendel (3)

$$\begin{aligned} \max. w &= 1,8 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{er}^2}{E_e \cdot \beta_w} \\ &= 1,8 \cdot 12 \cdot \frac{2,4^2}{2100 \cdot 0,2} = 0,30 \text{ mm} \end{aligned}$$

Ansatz nach Rehm/Rüsch (4,7)

$$\begin{aligned} \max. \text{zul. } \phi &= \beta \cdot \frac{\mu_z}{\sigma_e^2} \\ \mu_z &= \frac{100 \cdot F_e}{h \cdot b} = \frac{100 \cdot 6 \cdot 1,13}{12,4 \cdot 70} = 0,78 \% \\ \max. \text{zul. } \phi &= 220 \cdot \frac{0,78}{2,4^2} = 30 \text{ mm.} \end{aligned}$$

Die zu erwartende Rißbreite für  $\phi 12$  beträgt damit nach dem Ansatz von Brendel 0,30 mm, erreicht also die max. zulässige Rißweite; nach dem Ansatz (4,7) wären Bewehrungsstäbe mit  $\phi 30 \text{ mm}$  statthaft. Man erkennt auf diesem Vergleich zumindest, daß der Ansatz Brendel hier auf der sicheren Seite liegt und eine Vergrößerung des Stabdurchmessers außerhalb des Stoßbereiches noch statthaft wäre.

#### Zu c

Im Riß an der Kontaktstelle zwischen Fertigteil und Fugenbeton beträgt die Stahlspannung  $\sigma_{er} = \frac{M}{z \cdot F_e}$ ; im anschließenden Fugenbereich wird die Stahlspannung durch den Gleitwiderstand (Scherverbund) abgebaut; im Krümmungsbeginn ergibt sich hieraus die Stahlspannung:

$$\sigma_{eg} = \sigma_{er} - \tau_g \cdot g \cdot \frac{4}{\phi} = \sigma_{er} - 0,8 \cdot \frac{\beta_w \cdot g}{\phi}$$

den Rißbeitrag erhält man damit (mit  $\tau_g \sim 0,2 \beta_w$ ) zu

$$w_c = \frac{\sigma_{er} + \sigma_{eg}}{2 \cdot E_e} \cdot g \cdot c$$

Zu d

Die Dehnung des Stahles im gekrümmten Hakenbereich ist abhängig von der Betongüte  $\beta_w$ , dem Stabdurchmesser  $\phi$ , dem Krümmungsdurchmesser  $d_s$  und der Stahlspannung  $\sigma_{eg}$  am Krümmungsbeginn. Eine Berechnung dieses Dehnweges - vielfach auch als Hakenschlupf bezeichnet - am gekrümmten Stab mit elastischer Bettung bringt nur großen rechnerischen Aufwand, ohne das Problem exakt zu erfassen, weil für die Rechnung nur unsichere Annahmen über Bettungsziffer, Reibungszahl und Verlauf des Gleitwiderstandes getroffen werden könnten. Daher wurde hier auf Ergebnisse der Münchener Haken-Ausziehversuche (5) zurückgegriffen und als Rißanteil (Hakenschlupf) folgende Beziehung empirisch ermittelt:

$$w_d = \frac{\phi \cdot \sigma_{eg}}{100 \cdot \beta_{w2}} \cdot \sqrt{\frac{\phi}{d_s}} ;$$

$\beta_{w2}$  = Güte des  
Fugenbetons

Dieser Ausdruck berücksichtigt die stärkere Abhängigkeit des Hakenschlupfes von Stahlspannung und Betongüte gegenüber dem Krümmungsdurchmesser.

Überprüfung der Versuchsergebnisse mit den ermittelten Rißformeln

Die Rißformeln sollen zunächst für  $\sigma_{er} = 2,85 \text{ Mp/cm}^2$  und  $\beta_{w2} = 200 \text{ kp/cm}^2$  ausgewertet werden.

$$w_a: \epsilon_s = 30 \cdot 10^{-5} ; b = 170 \text{ mm.}$$

$$w_a = 30 \cdot 170 \cdot 10^{-5} = 0,05 \text{ mm.}$$

$$w_b: \phi = 12 \text{ mm.}$$

$$w_b = 0,9 \cdot 12 \cdot \frac{2,85^2}{2100 \cdot 0,2} = 0,21 \text{ mm.}$$

$$w_c: g = 10 \text{ cm. ; } \sigma_{eg} = 2,85 - 0,8 \cdot 0,2 \cdot \frac{10}{12} = 1,52 \text{ Mp/cm}^2$$

$$w_c = \frac{2,85 + 1,52}{2 \cdot 2100} \cdot 100 \cdot 0,8 = 0,08 \text{ mm.}$$

$$w_d: d_s = 96 \text{ mm.}$$

$$w_d = \frac{12 \cdot 1,52}{100 \cdot 0,2} \cdot \sqrt{\frac{12}{96}} = 0,32 \text{ mm.}$$

$$\sum W = 0,05 + 0,21 + 0,08 + 0,32 = 0,66 \text{ mm.}$$

Für die übrigen Betongüten und die Stahlspannungen entsprechend Bild 7 bis 9 erhält man als rechnerische Rißweite in mm

T a b e l l e 5

$\sigma_e \backslash \beta_w$	200	300	400	600
2,85	0,66	0,38	0,23	0,16
1,92	0,31	0,15	0,12	0,10
1,20	0,11	0,09	0,08	0,07

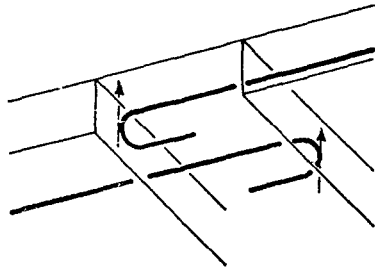
Diese Werte sind in den Bildern 7/9 als Linienzug dargestellt; man erkennt die gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Rechenwerten. Der Hakenschlupf bringt nur einen großen Anteil bei geringerer Güte des Fugenbetons ( $\beta_{w2}$ ), weil dann der Stahl früher gleitet. Bei hohem  $\beta_{w2}$  wird ein so hoher Anteil der Zugkraft auf d. Strecke "g" abgebaut, daß nur mehr geringe Stahlspannungen am Krümmungsbeginn des Hakens vorhanden sind.

Es wurde versucht, die Ermittlung der zu erwartenden Rißweite durch einen Näherungsansatz zu erleichtern. Befriedigende Ergebnisse konnten jedoch bislang nicht gefunden werden; ein Versuch, die Rißweite mit dem Ansatz

$$\omega \approx \omega_a + 2 \omega_b$$

abzuschätzen, liefert nur für hohe Betongüten gute Übereinstimmung zwischen Versuch und genauerer Rechnung. Dieser Näherungsansatz geht von der Annahme aus, daß die von Brendel angegebene Rißformel für das Fertigteil wie auch für die Fuge gültig ist. Bei niedriger Betongüte wirkt sich jedoch die Vernachlässigung des Hakenschlupfes ( $\omega_d$ ) zu stark aus.

## 2.2 Bruchverhalten



Der Bruch kann zunächst eingeleitet werden durch das Fließen der Stahleinlagen. Dieser Fall stellt die obere Grenze für das Tragverhalten der Hakenstoßverbindung dar; da sich in diesem Falle die gleiche Tragkraft wie bei einem Träger mit durchlaufender Bewehrung ergibt, wird auf diesen Fall hier nicht näher eingegangen.

Der Bruch kann nun auch durch Zerstörung des Betons verursacht werden. Sieht man wieder vom reinen Biegebruch, hier also von der Zerstörung der Biegedruckzone als am trivialen Fall ab, so bleiben als weitere Bruchursachen:

- a) Druckbruch des Betons durch Umlenkkräfte im Haken Innenbereich
- b) Spaltbruch des Betons im Hakenbereich sowie Zugbruch des Betons nahe dem freien Rand infolge ungenügender Querbewehrung.
- c) Bruch durch Überschreitung der Verbundfestigkeit zwischen Bewehrung und Fugenbeton
- d) Bruch des Fugenbetons durch zu große Torsionsbeanspruchung infolge Zugkraft im vertikalen Hakenteil (vgl. Skizze)

Ein Druckbruch infolge zu großer Betonpressungen  $p_u$  durch Umlenkkräfte kann verhindert werden, wenn man die Anforderungen an Zugschlaufen entsprechend dem Entwurf DIN 1045, auch auf Haken überträgt, obwohl diese Umlenkpressung bei der Zugschlaufe über den ganzen Krümmungsbereich in gleicher Größe, bei Haken aber nur am Krümmungsbeginn in voller Größe und von dort abnehmend auftritt.

Mit 
$$p_u = \frac{\pi \cdot \phi \cdot \sigma_e}{2 \cdot d_s} \quad \text{und zul. } p_u = B_n$$

erhält man 
$$\text{zul. } d_s = \frac{\pi \cdot \phi \cdot \sigma_e}{2 \cdot B_n}$$

Dabei ist die Stahlspannung am Krümmungsbeginn maßgebend:  
setzt man wieder  $\tau_g \sim 0,2 \beta_w \sim 0,2 B_n$  und als kleinste gerade  
Überdeckungslänge  $g = 0,7 d_s$ , so erhält man

mit  $\sigma_{er}$  = Stahlspannung an Kontaktfläche  
 $\sigma_{eg}$  = Stahlspannung am Krümmungsbeginn

$$\begin{aligned}\sigma_{eg} &= \sigma_{er} - \tau_g \cdot g \cdot \frac{4}{\phi} = \\ &= \sigma_{er} - \frac{0,2 \cdot B_n \cdot 0,7 d_s \cdot 4}{\phi} \\ \sigma_{eg} &= \sigma_{er} - \frac{0,56 \cdot B_n \cdot d_s}{\phi} \quad (1)\end{aligned}$$

Es ergibt sich ferner aus

$$\begin{aligned}\text{zul. } d_s &= \frac{\pi \cdot \phi \cdot \sigma_{eg}}{2 \cdot B_n} \rightarrow \\ \text{zul. } \sigma_{eg} &= \frac{d_s \cdot 2 \cdot B_n}{\pi \cdot \phi} = 0,635 \cdot \frac{B_n \cdot d_s}{\phi} \quad (2)\end{aligned}$$

somit:

$$\begin{aligned}\text{zul. } \sigma_{er} &= \frac{B_n \cdot d_s}{\phi} (0,56 + 0,635) \quad (2) \text{ in } (1) \\ \text{zul. } \frac{d_s}{\phi} &= \frac{\sigma_{er}}{B_n \cdot 1,195} = 0,84 \cdot \frac{\sigma_{er}}{B_n}\end{aligned}$$

d.h. für eine Stahlspannung von  $2400 \text{ kp/cm}^2$  und eine Beton-  
güte  $B_n = 250 \text{ kp/cm}^2$  wird

$$\text{zul. } \frac{d_s}{\phi} = 8,1 > 8,0.$$

Für höhere Betongüten nimmt  $d_s / \emptyset$  weiter ab, so daß bei einer Beschränkung des Hakendurchmessers auf  $d_s = 8 \emptyset$  die Gefahr einer zu großen Betonpressung ausgeschlossen wird.

Die erforderliche Querbewehrung kann wie bei der Zugschlaufe für die Spaltzugkraft und in Abhängigkeit vom Abstand der zu stoßenden Haken auf einfache Weise ermittelt werden. (Vergl. z. B. Nachweis nach Morsch/Rüsch/Kupfer (6)).

Im Regelfall genügt eine Querbewehrung, deren Gesamtquerschnitt gleich ist dem Querschnitt eines der zu stoßenden Stäbe. Diese Faustregel ergibt für den vorliegenden Fall  $4 \emptyset 6 (\cong 1 \emptyset 12)$ .

Bei den hier behandelten Hakenstoß-Versuchen wurden als Querbewehrung stets 2 St III b  $\emptyset 6$ , insgesamt 4-schnittig, eingelegt (Vergl. Bild 2).

Diese Querbewehrung reichte aus, um die Quersugkräfte bei einem Schlaufenabstand  $e = 5 \cdot \emptyset$  und einem Randabstand der äußersten Schlaufe  $e_R = 2,5 \cdot \emptyset$  aufzunehmen. Die Nachprüfung der Torsionsbeanspruchung des Fugenbetons innerhalb der Schlaufen zeigte, daß die Querbewehrung hierfür voll ausgenützt wird. Es bleibt zu prüfen, ob durch Verstärkung der Querbewehrung das Bruchmoment gesteigert werden kann.



Beim Nachweis der erforderlichen Verankerungslänge wird näherungsweise von einem konstanten Gleitwiderstand  $g$  entlang der abgewickelten Hakenlänge - von der Kontaktstelle zwischen Fertigteil und Fugenbeton bis zum Krümmungsende des Hakens - ausgegangen; außerdem kommt im gekrümmten Hakenbereich noch die Reibungskraft hinzu.



$$T'_{\varphi} = P_{\varphi} \cdot \mu + \tau_g \cdot u ;$$

$$\text{mit } P_{\varphi} = \frac{Z_{\varphi}}{r} \quad \text{und} \quad Z_{\varphi} = \tau_g \cdot u \cdot r \cdot \varphi$$

$$\text{wird } P_{\varphi} = \tau_g \cdot u \cdot \varphi \quad \text{und somit}$$

$$T'_{\varphi} = \tau_g \cdot u \cdot (\mu \cdot \varphi + 1)$$

Die Zugkraft am Krümmungsbeginn ( $\varphi = \pi$ ) ergibt sich zu

$$Z_g = \int_0^{\pi} T' \frac{ds}{2} \cdot d\varphi = \frac{\tau_g \cdot u \cdot ds}{2} (\pi + \mu \cdot \pi^2/2)$$

$$\text{mit } \mu = 0,6 \text{ wird}$$

$$Z_g = 3,05 \cdot \tau_g \cdot u \cdot d_s$$

Im anschließenden geraden Stabteil von  $g \sim 0,7 d_s$  steigt die eingetragene Zugkraft um

$$\Delta Z = \tau_g \cdot u \cdot 0,7 \cdot d_s \quad \text{auf}$$

$$\max Z = (3,05 + 0,7) \tau_g \cdot u \cdot d_s$$

$$= 3,75 \cdot \tau_g \cdot u \cdot d_s$$

die max. mögliche Stahlspannung an der Kontaktstelle zwischen Fugenbeton und Fertigteil vor Überwindung des Gleitwiderstandes beträgt mit  $U/F_e = 4/\phi$  und  $\tau_g \sim 0,2 \beta_w$

$$\max \bar{\sigma} = 3,0 \cdot \beta_w \cdot \frac{d_s}{\phi}$$

für  $\beta_w = 200 \text{ kp/cm}^2$  und  $d_s/\phi = 8$   
wird max.  $\bar{\sigma} = 4,48 \text{ Mp/cm}^2 \hat{=} M_B = 3,54 \text{ Mpm}$ .

Dieser Wert für die Größe des Bruchmomentes wurde auch im Versuch für  $\beta_w = 200$  erreicht (vgl. Bild 11). Dagegen bestätigen die Versuche keinen linearen Anstieg der Bruchmomente mit der Betongüte, der Bruch erfolgte früher.

Der Grund dafür kann darin liegen, daß vor Überwindung des Gleitwiderstandes die Torsionsfestigkeit des Fugenbetons überwunden wird. In dem von den Haken umschlossenen Fugenbeton entsteht eine Torsionsbeanspruchung durch den vertikalen Zugkraftanteil der Haken, - oder genauer gesagt durch den zur Lage der Längsbewehrung senkrechten Zugkraftanteil; der zur Längsbewehrung parallele Zugkraftanteil ruft nur Querkzugkräfte hervor.

Diesen vertikalen Zugkraftanteil  $T_v$  erhält man mit  $T'_{\varphi_v} = T'_{\varphi} \cdot \sin \varphi$  zu

$$T_v = \int_0^{\pi} T'_{\varphi} \cdot \sin \varphi \cdot \frac{d_s}{2} \cdot d\varphi$$
$$T_v = \tau_g \cdot U \cdot \frac{d_s}{2} (2 + \mu \cdot \pi)$$

Der Hebelarm beträgt mit den Bezeichnungen der Skizze zu 2.1

$$h = b/2 - \phi/2 - d_s/8$$

Das Torsionsmoment  $M_T = T_v \cdot h$  ist aufzunehmen bei Stadium I vom Querschnitt des Fugenbetons, in gerissenem Zustand von der eingelegten Querbewehrung.

Für die Versuchsträger ergibt sich mit diesen Ausdrücken  
für  $\beta_w = 200 \text{ kp/cm}^2$  und  $\tau_g = 0,2 \beta_w$

$$T_V = 0,2 \cdot 0,2 \cdot 3,77 \cdot \frac{9,6}{2} (2 + 0,6 \cdot \pi) = 2,81 \text{ Mp}$$

$$h = 8,5 - 0,6 - 1,2 = 6,7 \text{ cm}$$

$$M_T = 2810 \cdot 6,7 = 18800 \text{ kpcm.}$$

$$W_T = 0,22 \cdot 14^2 \cdot 17 = 733 \text{ cm}^3$$

somit  $\tau_T = 18800 / 733 = 25,7 \text{ kp/cm}^2$  ( $\tau_{TB} \sim \beta_z \approx 1,5 \sqrt{200} = 21$ )

Der Wert für  $\tau_T$  liegt sicher über der Zugfestigkeit eines Betons Bn 200. Die erforderliche Bewehrung auf die Längeneinheit bei  $\sigma_c = 4,0 \text{ Mp/cm}^2$  und  $F_k = 9,6 \cdot 12,6 = 121 \text{ cm}^2$  beträgt

$$f_e = \frac{18800}{2 \cdot 4000 \cdot 121} = 0,0195 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

bei einem Umfang von  $2 \times (9,6 + 12,6) = 44,4 \text{ cm}$

$$\text{erf } F_e = 0,0195 \cdot 44,4 = 0,86 \text{ cm}^2$$

Durch die haarnadelförmige Ausbildung der Querbewehrung liegen im Randbereich des Fugenbetons 4  $\emptyset 6$  mit  $F_e = 1,13 \text{ cm}^2$ , im mittleren Bereich 2  $\emptyset 6$  mit  $F_e = 0,56 \text{ cm}^2$ . Der Bruch der Versuchskörper wird daher überwiegend durch Torsion verursacht worden sein, worauf auch das Ribbild beim Bruch hindeutet. Die Abhängigkeit des Bruchmomentes von der eingelegten Querbewehrung würde dann auch erklären, warum mit steigender Betongüte das Bruchmoment nur relativ geringfügig zunimmt, da für alle Träger als Querbewehrung je 2 Schlaufen  $\emptyset 6$  eingelegt wurden und außerdem  $\beta_z \approx \tau_{TB} = 1,5 \sqrt{\beta_w}$  mit der Betongüte weniger als linear ansteigt.

3. Richtlinien für die Anwendung von Übergreifungsstößen mit hakenförmig gebogenen Rippenstählen (Vorschlag für DIN 1045 E)

In den Anwendungsrichtlinien sollten die folgenden, aus den Versuchen gewonnenen Erfahrungen berücksichtigt werden:

Betongüte: Die Güte des Fugenbetons hat auf das Rißverhalten den größten Einfluß. Daher sollte die Anwendung des Schlaufenstoßes auf Betongüte  $> B_n 250$  beschränkt werden. Geht man von einer unter Dauerlast auftretenden Stahlspannung von  $0,7 \cdot \sigma_{e \text{ zul}} = 1,68 \text{ Mp/cm}^2$  aus, so erhält man für  $d_s/\phi = 8$ ,  $Lü = 1,3 d_s$  und  $\phi 14$  eine max. Rißbreite von 0,19 mm, was für eine Konstruktion ohne besondere Korrosionsgefahr vertretbar ist. Übersteigt die dauernd einwirkende Stahlspannung  $0,7 \cdot \sigma_{e \text{ zul}}$ , so sollte der zulässige Stabdurchmesser auf  $\leq 12 \text{ mm}$  begrenzt werden.

Stahl: Als Bewehrungsstahl darf nur Rippenstahl verwendet werden, da ein glatter Stahl zu große Rißbreiten und keine ausreichende Bruchsicherheit bringt.

Belastungsart: Die Versuche zeigten eine erhebliche Zunahme der Rißbreiten unter Wechselbeanspruchung. Die Anwendung dieses kurzen Vollstoßes sollte daher nur bei vorwiegend ruhender Beanspruchung zugelassen werden.

Verhältnis Hakendurchmesser zu Stabdurchmesser:

Im Gegensatz zur Zugschlaufe sind bei Haken die maximalen Umlenkkräfte nur auf einen kleinen Bereich der Krümmung beschränkt. Daher bringen für diesen Bereich Umlenkpressungen bis zur Würfelfestigkeit keine unzulässigen Beanspruchungen. Aus dieser Bedingung folgt die Beziehung  $d_s \geq 8 \phi$ . Außerdem müssen die Haken über die ganze Querschnittshöhe reichen um zu verhindern, daß die freien Hakenenden im Zugbereich des Querschnitts endigen.

### Querbewehrung:

Die Versuche zeigten ungünstiges Verhalten von Hakenstößen, wenn die Querbewehrung fehlte, weshalb die Anordnung von Querbewehrung unbedingt zu fordern ist.

### Randabstand $e_R$ :

Der Randabstand wurde bei unseren Versuchen zwischen  $2,5 \varnothing$  bis  $5 \varnothing$  variiert. Bei Anordnung von Querbewehrung ergab auch der geringste geprüfte Randabstand von  $e_R = 2,5 \varnothing$  noch keine Abplatzungen, so daß ein Randabstand von  $e_R \geq 3 \varnothing$  zugelassen werden kann.

### Hakenübergreifungslänge $L_{\bar{u}}$ :

Als  $L_{\bar{u}}$  wird hier die lichte Hakenübergreifungslänge bezeichnet. Die Braunschweiger Versuchsträger hatten einheitlich die Übergreifungslänge  $L_{\bar{u}} = 1,3 d_s$ . Unsere rechnerischen Untersuchungen zeigen jedoch den vergleichsweise geringen Einfluß der geraden Überdeckungslänge  $L_{\bar{u}} - d_s$ , so daß bei herabgesetzten Stahlspannungen oder Haken Durchmesser  $d_s > 8 \cdot \varnothing$  auch ein kreisförmiger Hakenstoß zulässig erscheint.

### Nachweis der Rißweite:

Muß bei einer Stoßverbindung damit gerechnet werden, daß die Stahlspannung unter Dauerlast  $0,7 \cdot \sigma_{e, zul}$  übersteigt oder die Betongüte Bn 250 nicht erreicht wird oder besteht erhöhte Korrosionsgefahr, so muß der Nachweis der Rißbreite gefordert werden. Dies kann mit Hilfe rechnerischer Ansätze geschehen (vergl. vorliegenden Versuchsbericht, Abschnitt 2).

Die Anforderungen an einen kurzen Übergreifungsstoß mit hakenförmig gebogenen Rippenstählen können aufgrund der Versuche in Braunschweig wie folgt zusammengefaßt werden:

Kurze Übergreifungsstöße mit Haken als Vollstoß sind in Platten unter überwiegend ruhender Belastung bei Verwendung von Rippenstahl  $\varnothing \leq 14 \text{ mm St. 42/50}$  unter folgenden Be-

dingungen zulässig: (vgl. Bild 15)

- Die Haken müssen über die gesamte Querschnittshöhe reichen
- Randabstand  $e_R \geq 3 \varnothing$
- Achsabstand der zu stoßenden Stäbe  $3 \varnothing \leq e \leq 5 \varnothing$
- Krümmungsdurchmesser  $d_s \geq 8 \varnothing$
- Anzahl der zu stoßenden Schlaufenpaare  $\geq 5$
- Betongüte  $B_n \geq 250$
- Hakenübergreifungslänge  $L_{\bar{u}} \geq 1,3 d_s$
- Betondeckung senkrecht zur Hakenebene  $\geq 2 \varnothing$ , mindestens jedoch 2,5 cm

Bei geringerer Hakenübergreifungslänge bis  $L_{\bar{u}} = d_s$  ist entweder die zul. Stahlspannung i. V.  $L_{\bar{u}}/1,3 d_s$  zu verringern oder der minimale Krümmungsdurchmesser i. V.  $1,3 d_s/L_{\bar{u}}$  zu erhöhen.

Die durch den Hakenstoß auftretenden Querkraftkräfte sind durch Querbewehrung abzudecken: diese Querstäbe sind an freien Rändern des Stoßbereiches haarnadelförmig zu verankern (vergl. Bild 15). Mindestens sind  $3 \varnothing 6$  einzulegen.

Die gegenüber ungestoßenen Querschnitten herabgesetzte Biegesteifigkeit im Bereich der Stoßverbindung sollte bei der Momentenverteilung in statisch unbestimmten Systemen berücksichtigt werden.

Die zu erwartende Rißbreite ist nachzuweisen, wenn

- a) die Stahlspannung unter Dauerlast  $0,7 \cdot \sigma_{e,zul}$  übersteigt,
- b) die Betongüte  $B_n 250$  nicht mit Sicherheit erreicht wird,
- c) erhöhte Korrosionsgefahr besteht.

Dabei sind Stabdurchmesser, Stahlspannung und Betongüte so abzustimmen, daß entsprechend den Abschnitten 15.2.1, 15.2.2 und 15.2.3 die Rißweiten von 0,3, 0,2 bzw. 0,1 mm nicht überschritten werden.

## Literaturverzeichnis

- 1 Einheitszulassungsbescheid für Beton-  
rippenstahl  
Fassung März 1968
- 2 Mayer, H. : Die Berechnung der Durchbiegung von  
Stahlbetonbauteilen  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton,  
Heft 194, Berlin 1967
- 3 Brendel, Stahlbetonbau  
4. Auflage, Teubner Verlag 1963
- 4 Rehm, G./Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahl-  
betonbau, Beton- und Stahlbetonbau 1968,  
Heft 8
- 5 Rehm, G.: Ausziehversuche mit Haken  
Veröffentlichung in der Schriften-  
reihe des DAfStG vorgesehen
- 6 Rüschi, H./Kupfer, Bemessung von Spannbetonbauteilen  
Betonkalender 1969
- 7 Rüschi, H.: Die wirklichkeitsnahe Bemessung für  
lastunabhängige Spannungen  
Vorträge Betontag 1965



Bildunterschriften

Bild 1	Variation der Hakenübergreifungslänge Lü
Bild 2	Formen der Querbewehrung für den Fugenbeton
Bild 3	Darstellung der Lasteintragung und Meßpunkte
Bild 4/5	Betonzusammensetzung für die angestrebten Betongüten B 200, B 300, B 400 und B 600
Bild 6	Darstellung der Durchbiegungen der bei den Platten I, II und III der ersten Vorversuche
Bild 7	Darstellung der max. Rißbreiten in 1/10 mm in Abhängigkeit von der Betongüte bei $\sigma_e = 2,85 \text{ Mp/m}^2$
Bild 8	$\sigma_e = 1,92 \text{ Mp/m}^2$
Bild 9	$\sigma_e = 1,20 \text{ Mp/m}^2$
Bild 10	Darstellung der Bruchmomente in Abhängigkeit von der Betongüte
Bild 11	Einfluß von Wechsellasten - Schwingende Beanspruchung
Bild 12	Einfluß einer ruhenden Dauerlast auf die Verformungen
Bild 13	Rißverteilung und Rißbreiten beim 2. Dauerstandversuch nach 250 Tage Belastungsdauer
Bild 14	Ermittlung der Durchbiegungswerte für die Versuchsträger nach Heft 94 des DAfStb (ohne Berücksichtigung des Hakenstoßes und der Fugenausbildung)
Bild 15	Hakenvollstoß (Vorschlag für DIN 1045 E)

T a b e l l e 1: Zusammenstellung der Versuchskörper

Bezeichnung Nr.	Betongüte (Soll) (kp/cm <sup>2</sup> )	Fugen- breite (cm)	Fugenquer- bewehrung n. Bild 2	Schlaufenab- stand $e$	Belastungsart: Last in Drittels- punkte: 1 Last in Feldmitte: 2	Längsbe- wehrung	Bemerkungen
I	300	17	-	2 $\emptyset$	1	6 $\emptyset$ 12	Vorversuche zur Ermittlung von Lü
II	300	17	-	2 $\emptyset$	1		
III	300	23,6	-	2 $\emptyset$	1		
1/A	300	17	A	0	1		Vorversuche hinsichtlich des Verhaltens von verschiedenen Formen der Querbewehrung und der Belastungsart; die Träger 1 D und 2 D haben ungestoße- ne Bewehrung
1/B	300		B	0	1		
1/C	300		C	0	1		
1/D	300		-	-	1		
2/A	300		A	0	2		
2/B	300		B	0	2		
2/C	300		C	0	2		
2/D	300		-	-	2		
I/1	400		D	2	1		Einfluß der Betongüte ohne Querbewehrung
/2	200		D	2	1		
/3	200		-	2	1		
/4	200		D	0	1		
/5	200			5	1		Längsbewehrung beim Beton.unten
/6	200			5	1		" " " oben
/7	200			2	2		
/8	200			5	2		Längsbewehrung b. Beton unten
/9	200			5	2	6 $\emptyset$ 12	" " " oben
/10	400			2	1	4 $\emptyset$ 12	
/11	600			2	1	4 $\emptyset$ 12	
/12	400			2	1	6 $\emptyset$ 12	Langzeitversuche
/13	200			2	1		"
/14	200			2	1		Wechselastversuche
/15	200			2	1		"
/16	200			2	1		mit Kunstharzhaftbrücke
/17	200			2	1		ohne "
/18	200			0	1		mit "
/19	200	17	D	0	1	6 $\emptyset$ 12	ohne "

Tabelle 2: Prüfergebnisse aus den Vorversuchen

Bezeichnung des Versuchskörpers	Betonfestigkeiten beim Versuch		max. Rißbreite bei $\sigma_e = 2,85 \text{ Mp/cm}^2$ (mm)	Pressenlast beim Bruch (Mp)	Bruch- moment (Mpm)	$\frac{M_{\text{Bruch}}}{M_{\text{Gebrauch}}}$	Bemerkungen
	Fertigteil	Fuge					
I	$B_{28} = 342$	$B_{21} = 316$	0,20	7,58	3,12	1,76	) ohne ) Querbewehrung )
II	"	"	0,45	7,40	3,05	1,72	
III	"	"	0,28	8,64	3,54	2,00	
1/A	$B_{46} = 398$	$B_{34} = 406$	0,25	8,76	3,59	2,03	
1/B	"	"	0,26	8,34	3,43	1,94	
1/C	"	"	0,20	8,52	3,49	1,97	
1/D	$B_{34} = 417$	$B_{30} = 373$	0,22	10,24	4,19	2,37	
2/A	$B_{44} = 406$	$B_{28} = 570$	0,20	6,30	4,00	2,26	durchlauf. Bew.
2/B	"	"	0,20	6,14	3,90	2,20	
2/C	"	"	0,22	6,44	4,08	2,30	
2/D	$B_{34} = 417$	$B_{30} = 373$	0,28	6,81	4,32	2,44	

Das zul. Gebrauchsmoment beträgt (bei  $n = 15$ ) 1,77 Mpm ( $\sigma_e = 2,4 \text{ Mp/cm}^2$ )

TABELLE 3 Prüfergebnisse der Hauptreihe

Bezeichnung des Versuchskörpers	Betonfestigkeiten beim Versuch		max. Rißbreite bei $\sigma_e = 2,85$ $1/10$ (mm)	Pressenlast beim Bruch (t)	Bruch- moment (tm)	$M_{\text{Bruch}}$	Bemerkungen
	Fertigteil	Fuge				$M_{\text{Gebrauch}}$ +)	
I/1	B <sub>24</sub> = 427	B <sub>18</sub> = 446	4,0	9,59	3,93	2,22	ohne Querbewehrung
/2	B <sub>20</sub> = 404	B <sub>24</sub> = 260	4,0	9,19	3,77	2,13	
/3	"	"	7,0	7,94	3,27	1,35	
/4	B <sub>26</sub> = 255	B <sub>20</sub> = 216	4,5	9,00	3,69	2,09	
/5	"	"	6,0	8,70	3,57	2,02	
/6	"	"	4,5	8,44	3,47	1,96	
/7	B <sub>41</sub> = 228	B <sub>35</sub> = 196	5,0	5,72	3,65	2,06	
/8	B <sub>36</sub> = 353	B <sub>30</sub> = 219	6,5	5,40	3,46	1,95	
/9	"	"	5,5	5,44	3,48	1,96	
/10	B <sub>29</sub> = 434	B <sub>23</sub> = 377	2,6	6,24	2,59	2,19	nur 4 $\emptyset$ 12
/11	B <sub>38</sub> = 620	B <sub>30</sub> = 596	2,3	6,66	2,75	2,33	nur 4 $\emptyset$ 12
/14	B <sub>66</sub> = 232	B <sub>58</sub> = 206	6,0	8,90	3,65	2,06	100 000 Lastwechsel
/15	"	"	5,0	9,60	3,93	2,22	200 000 Lastwechsel
/16	B <sub>54</sub> = 280	B <sub>47</sub> = 231	4,5	8,90	3,65	2,06	mit Haftbrücke
/17	"	"	5,0	8,70	3,57	2,02	ohne "
/18	"	"	4,0	8,54	3,50	1,98	mit "
/19	"	"	4,5	8,36	3,44	1,94	ohne "

+) nach n-Verfahren berechnet.

Tabelle 4: Ripbreiten bei den Versuchskörpern der Vorversuche [in 1/10 mm.]

Träger I

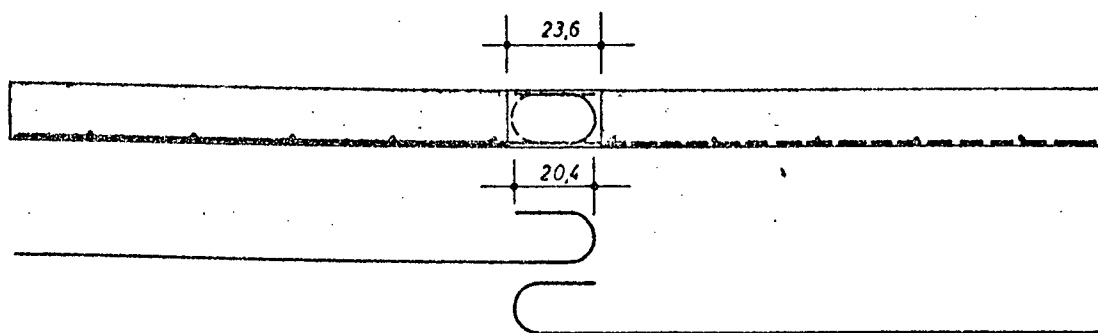
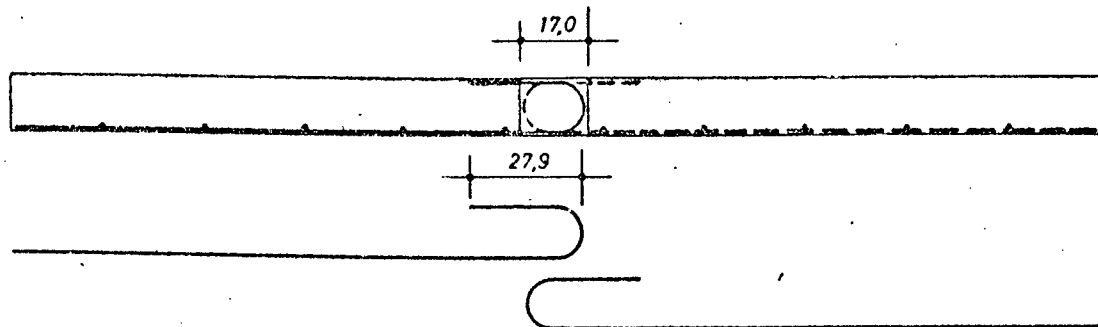
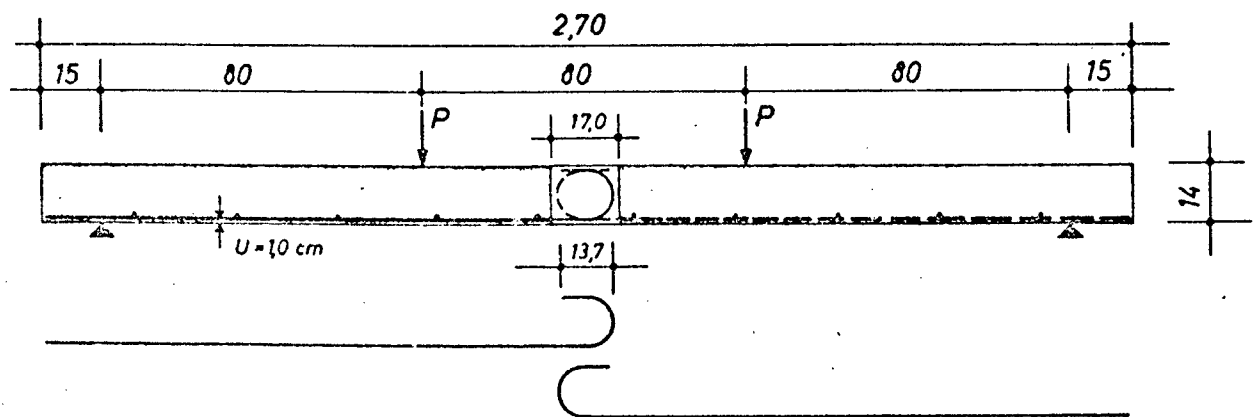
Laststufe	2	3	4	5 <sub>1</sub>	5 <sub>5</sub>	5 <sub>10</sub>	6	7	8t
Riß Nr.	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
I/1	0,6	0,3	1,5	2,0	2,0	2,0	3,0	3,0	
I/2	0,6	1,0	1,2	1,8	1,8	1,8	2,0	2,0	
II/1		0,2	0,6	1,0	1,1	1,1	1,1	1,2	
II/2		0,2	0,5	0,9	1,0	1,0	1,0	1,5	
II/3		0,2	0,6	0,7	1,0	1,0	1,2	1,5	
II/4		0,2	1,0	1,1	1,1	1,2	1,2	1,5	
II/5		0,2	0,8	1,0	1,8	1,8	2,0	2,0	
III/1			0,2	0,8	1,0	1,0	1,0	1,0	
III/2			0,2	0,4	0,6	0,6	0,5	1,0	
III/3			0,2	0,8	1,0	1,0	1,0	1,0	
II/6			0,6	0,9	1,0	1,2	1,2	1,2	
IV/1				0,8	0,9	1,0	1,0	1,5	
IV/2				0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	
IV/3				0,9	1,0	1,0	1,0	1,7	
VII/1							0,2	4,5	
VII/2							0,2	1,0	
VII/3							0,2	0,6	
VII/4							0,1	0,2	
VII/5							0,1	0,2	

Träger II

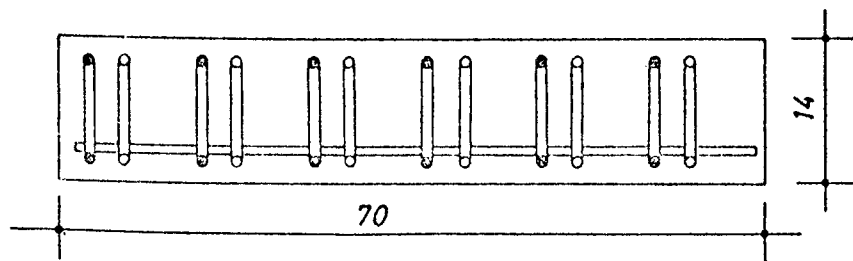
Laststufe	2	3	4	5 <sub>1</sub>	5 <sub>5</sub>	5 <sub>10</sub>	6	7	8t
Riß Nr.	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
I/1	0,3	0,5	1,2	2,0	3,5	3,5	5,0	17	
I/2	0,3	1,0	1,5	1,5	4,0	4,5	6,0	14	
II/1		0,5	1,0	1,5	1,7	2,0	2,0	2,5	
II/2		0,5	1,0	1,0	1,0	1,5	2,5	2,5	
II/3		1,0	1,2	1,2	1,0	1,0	1,0	2,2	
II/4		0,5	1,2	1,5	1,5	1,5	2,0	2,5	
III/1			1,1	1,1	1,1	1,2	1,5	1,8	
III/2			0,8	1,0	1,0	1,5	1,5	2,5	
III/3			0,8	0,8	1,0	1,2	1,0	2,0	
III/4			1,0	1,0	1,0	1,0	1,2	1,2	
III/5			0,5	0,8	1,0	1,0	1,5	1,5	
III/6			0,4	1,0	1,0	1,0	1,5	2,0	
IV/1				1,0	1,0	1,2	2,0	3,0	
IV/2				0,3	0,8	1,2	2,0	13	
IV/3				0,3	0,5	1,0	2,0	7,0	
V/1					1,0	1,2	1,6	2,0	
V/2					0,5	0,5	1,0	1,5	
VII/1								0,8	
VII/2								2,5	
VII/3								1,2	

Träger III

Laststufe	2	3	4	5 <sub>1</sub>	5 <sub>5</sub>	5 <sub>10</sub>	6	7	8t
Riß Nr.	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
I/1	0,8	1,0	1,5	1,5	2,7	2,8	2,5	3,5	5,0
I/2	1,0	1,0	1,8	1,8	2,2	2,5	3,5	4,5	7,5
II/1		0,4	1,0	1,3	1,8	1,8	1,8	3,0	3,0
II/2		0,3	1,0	1,2	1,8	2,5	2,5	3,0	4,0
II/3		0,3	0,8	1,2	1,5	2,2	2,5	2,8	3,5
II/4		0,3	0,8	1,0	1,2	1,5	1,5	2,0	2,5
III/1			0,5	1,2	1,2	1,5	1,8	2,0	2,2
III/2			0,3	0,5	0,5	1,0	1,0	1,5	1,5
III/3			0,5	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	1,5
III/4			0,3	0,5	0,8	0,8	1,2	1,5	1,8
IV/1				0,8	0,8	1,5	1,2	1,2	2,0
IV/2				0,5	0,8	0,8	0,8	1,2	1,5
IV/3				0,2	0,3	0,3	0,3	0,5	0,5
V/1					0,3	0,3	0,5	0,8	0,8
VII/1							0,2	0,3	1,0
VII/2								0,3	1,0
IX/1									0,5



QUERSCHNITT

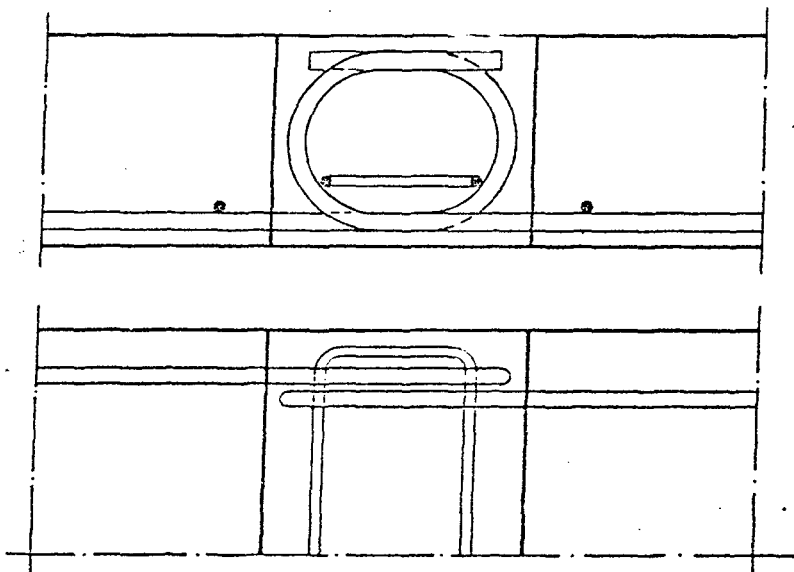


INSTITUT  
FÜR BAUSTOFFKUNDE  
UND STAHLBETONBAU  
TU. BRAUNSCHWEIG

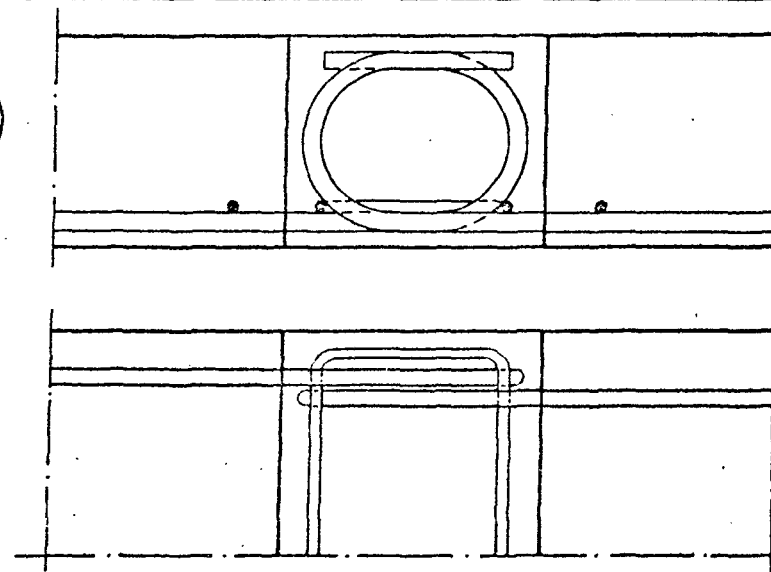
VARIATION DER  
HAKENÜBERGREIFUNGSLÄNGE

Bild  
1

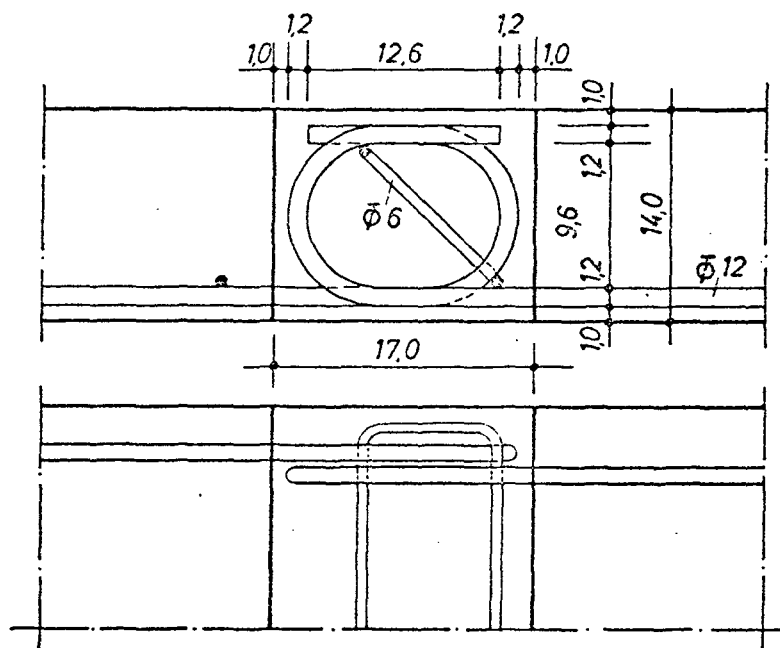
A



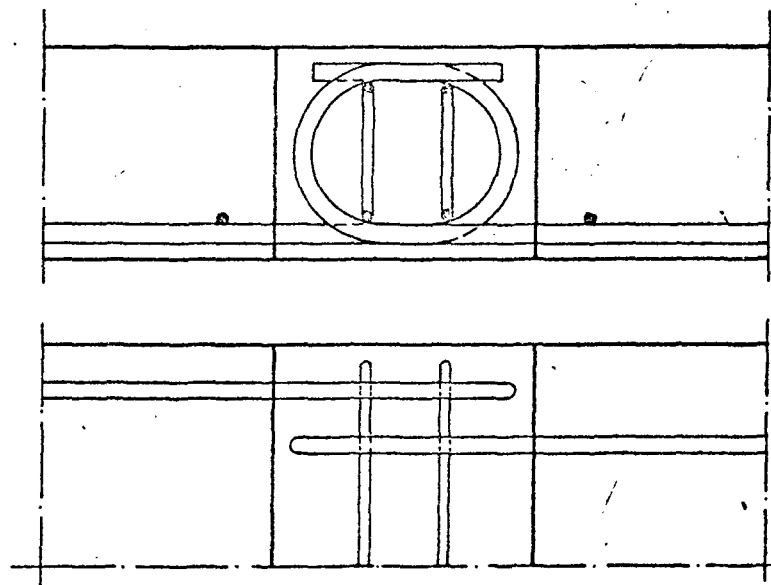
C



B



D



INSTITUT  
FÜR BAUSTOFFKUNDE  
UND STAHL BETONBAU  
TU. BRAUNSCHWEIG

QUERBEWEHRUNG DER FUGEN

Bild 2

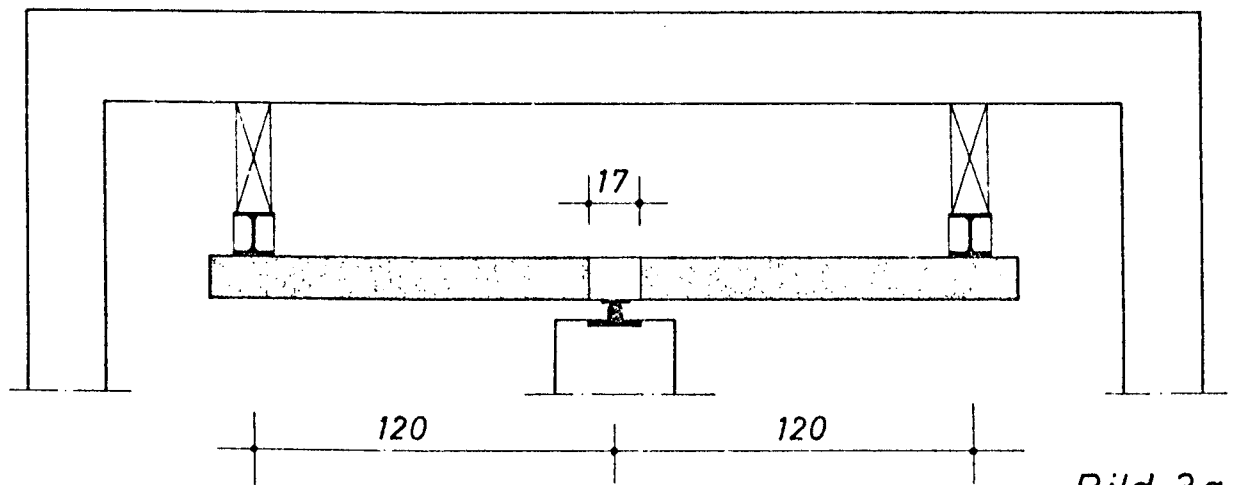


Bild 3a

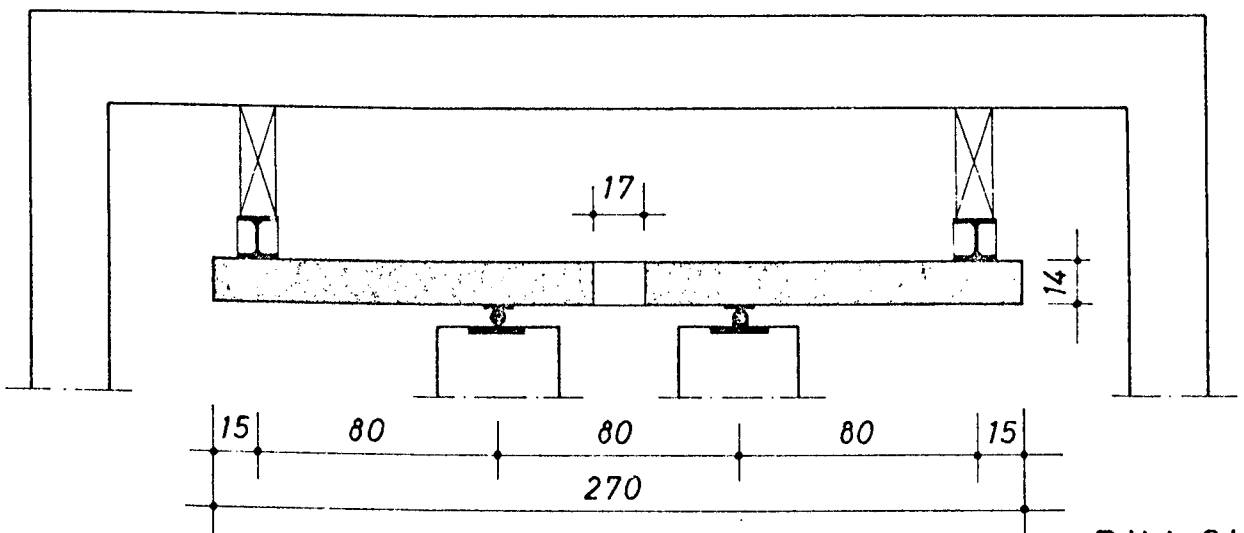


Bild 3b

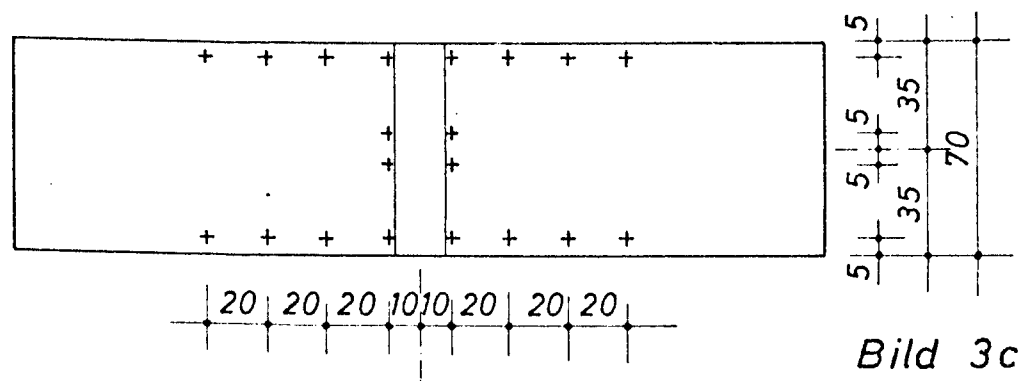
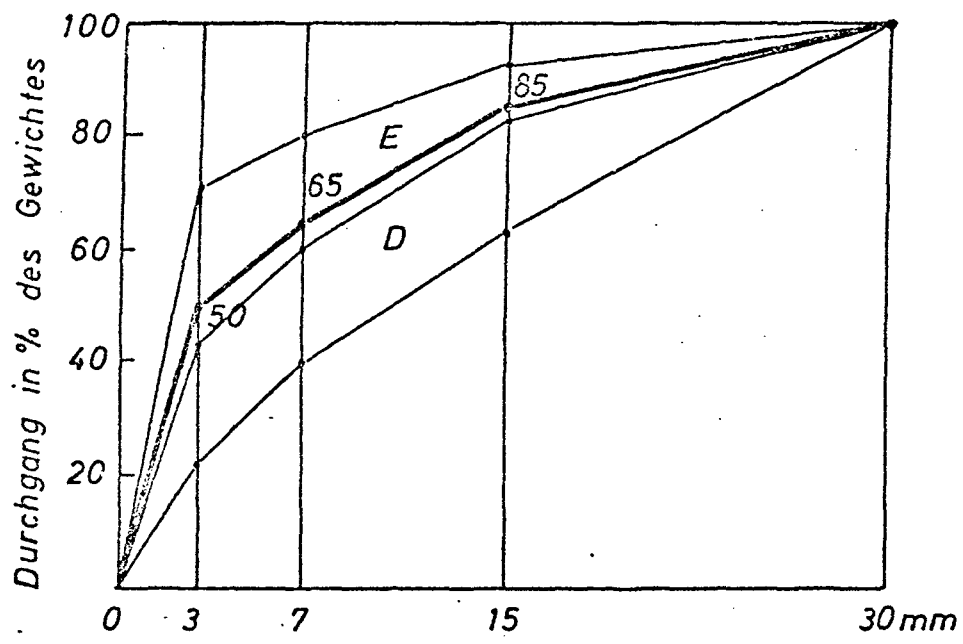


Bild 3c

# BELASTUNGS-UND MESSEINRICHTUNG

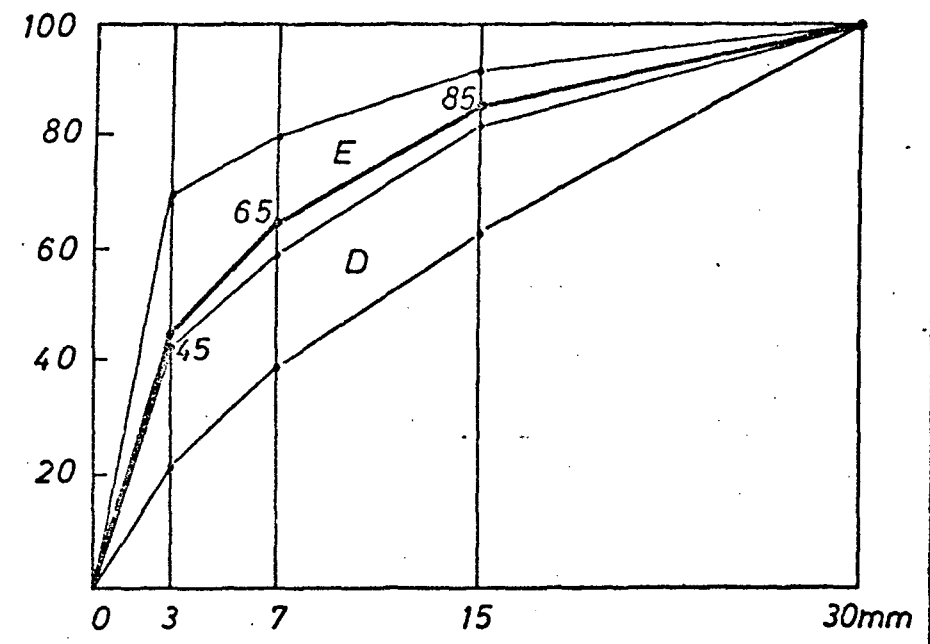


**B 200**



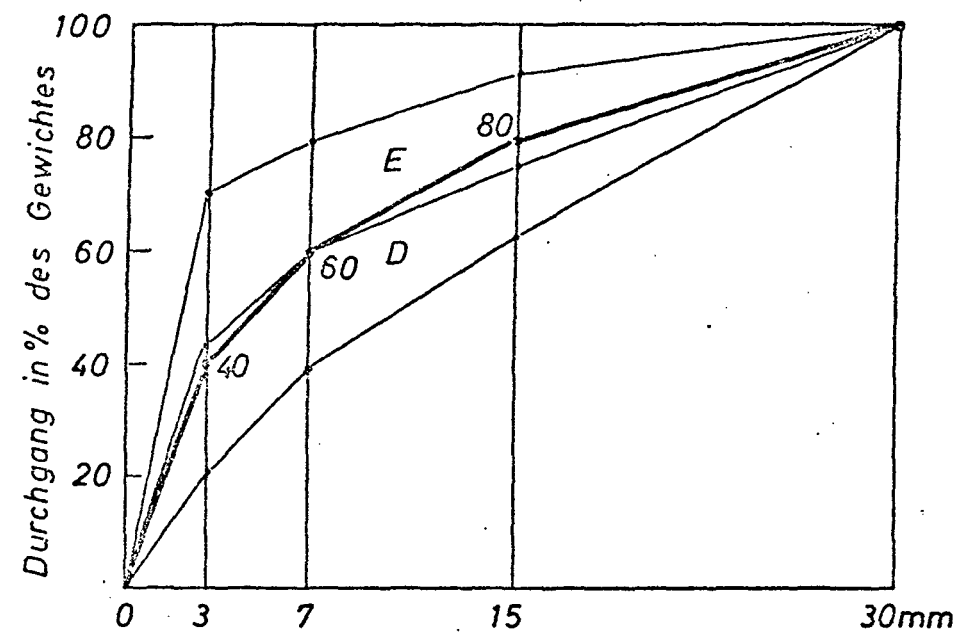
pro m<sup>3</sup> Beton:  
 205 kg Zement (N = 500 kg/cm<sup>2</sup>)  
 185 l Wasser  
 W/Z - Faktor 0,85

**B 300**



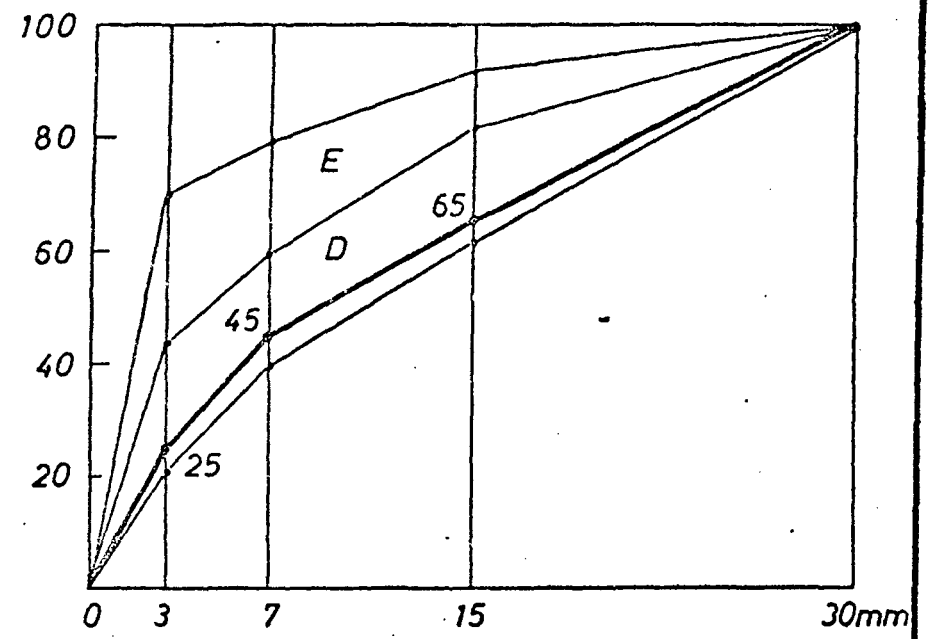
pro m<sup>3</sup> Beton:  
 275 kg Zement  
 185 l Wasser  
 W/Z - Faktor 0,67

**B 400**



pro m<sup>3</sup> Beton:  
 300 kg Zement  
 180 l Wasser  
 W/Z - Faktor 0,60

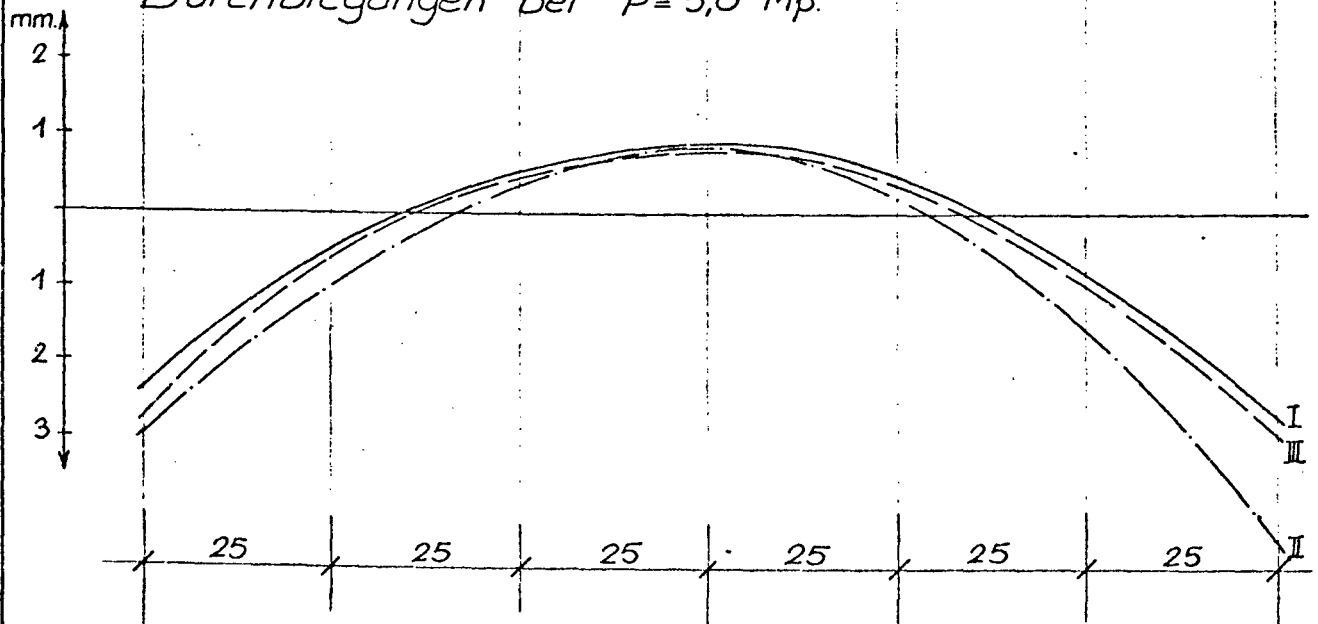
**B 600**



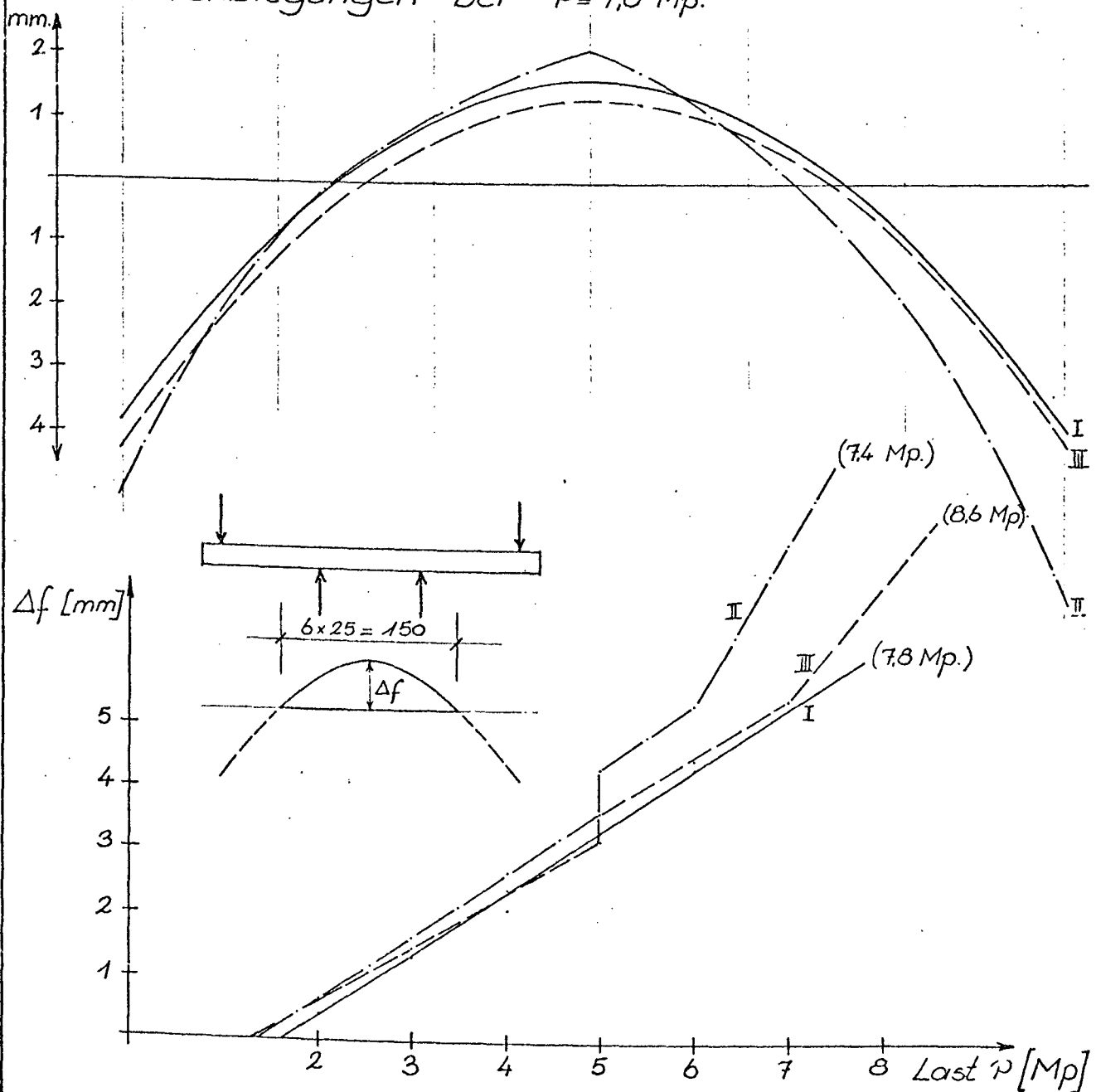
pro m<sup>3</sup> Beton:  
 475 kg Zement  
 190 l Wasser  
 W/Z - Faktor 0,40

Bild 6

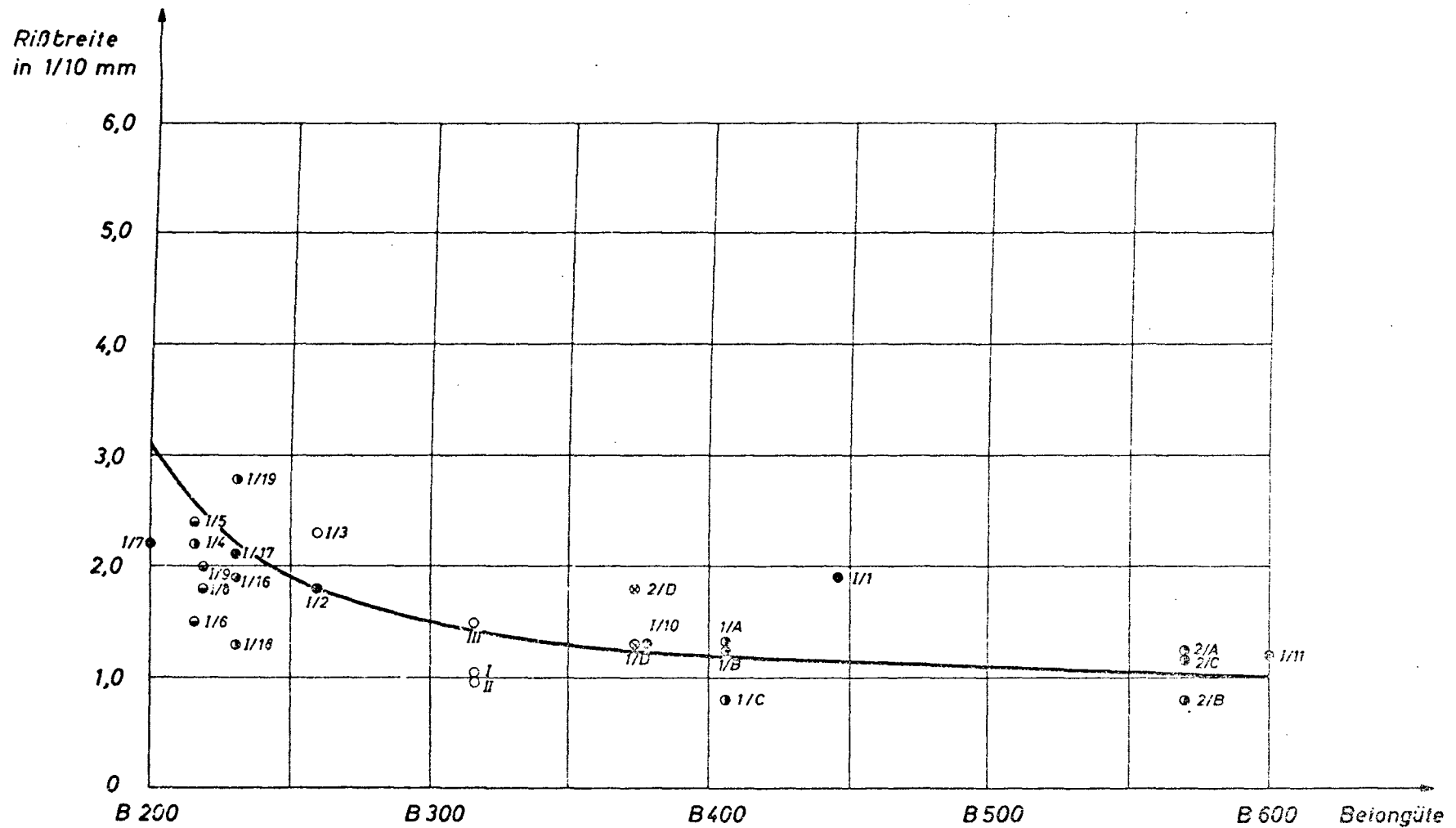
Durchbiegungen bei  $P = 5,0 \text{ Mp}$ .



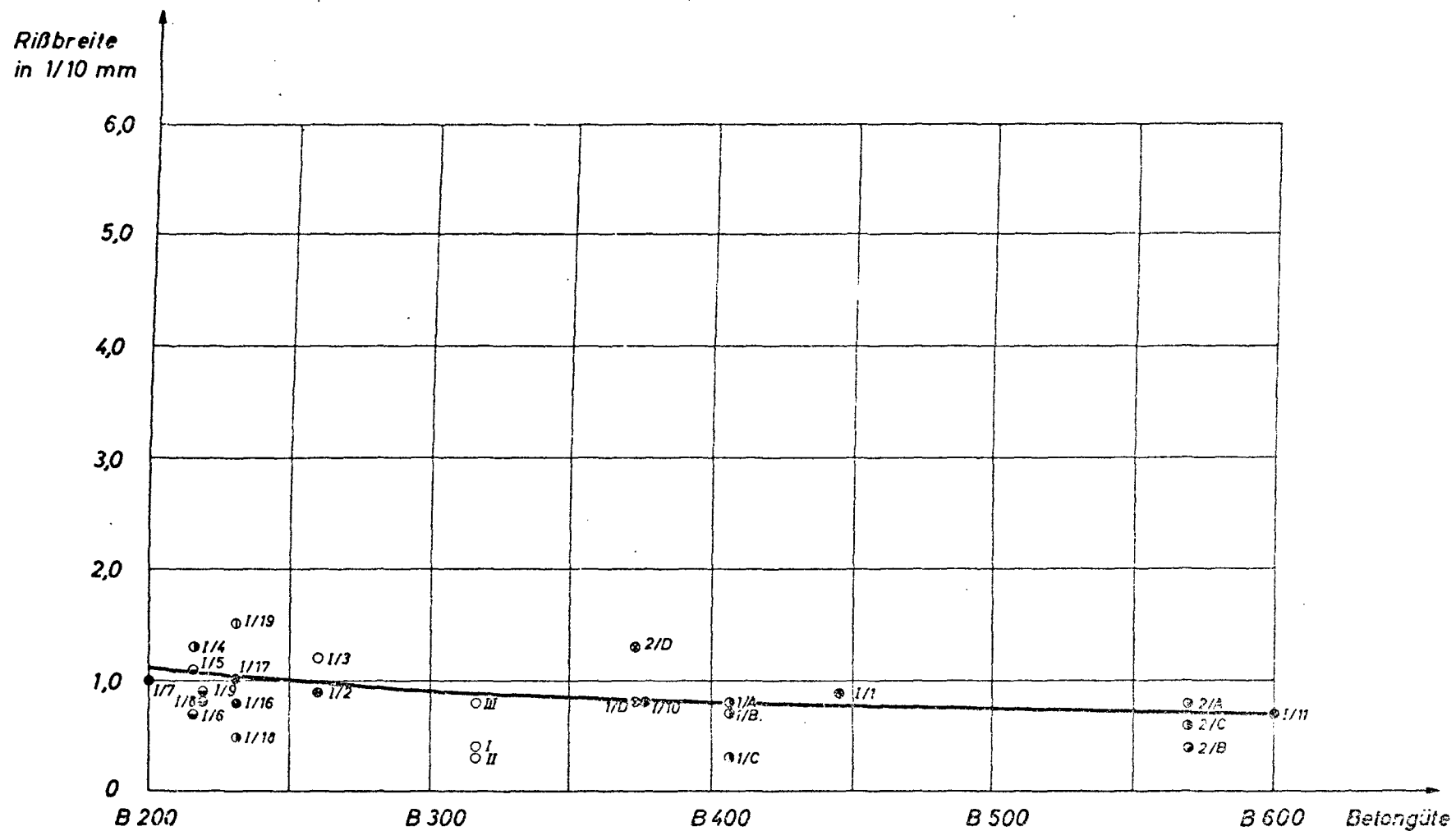
Durchbiegungen bei  $P = 7,0 \text{ Mp}$ .



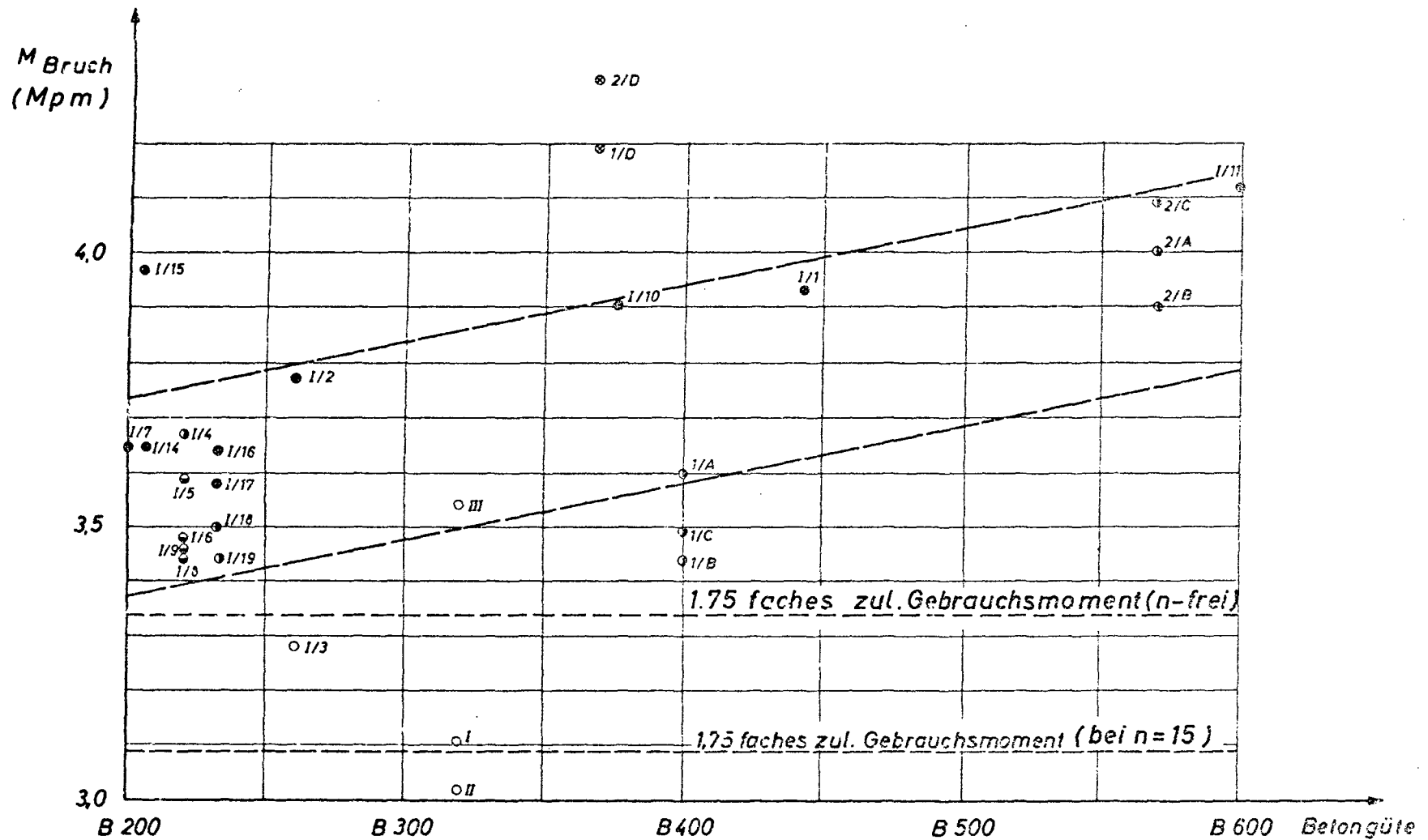




- ohne Querbewehrung
- ◐ e = 0
- e = 2 Ø
- ◑ e = 5 Ø
- ⊗ durchgehende Bewehrung



- ohne Querbewehrung
- $e = 0$
- ⊗  $e = 2 \varnothing$
- ⊙  $e = 5 \varnothing$
- ⊛ durchgehende Bewehrung

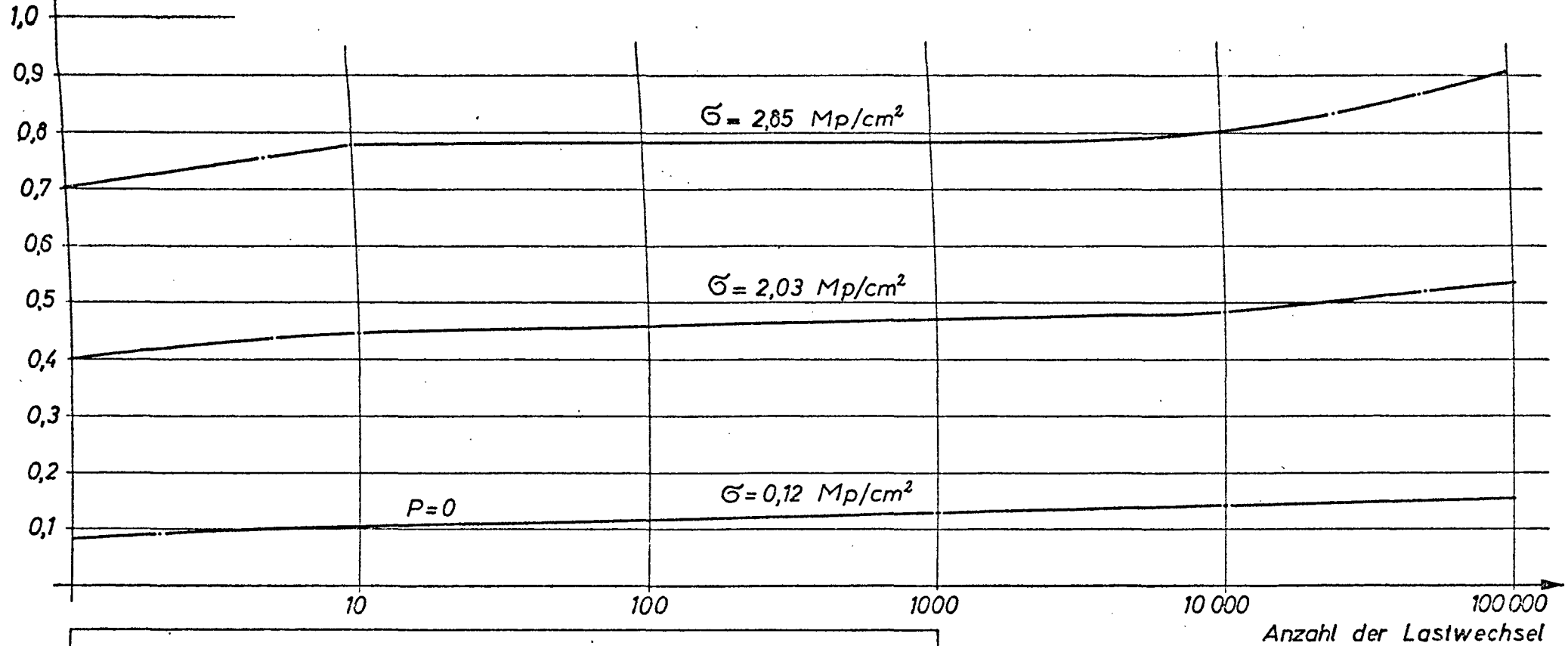


- ohne Querbewehrung
- $e = 0$
- ◐  $e = 2 \varnothing$
- ◑  $e = 5 \varnothing$
- ⊙ durchgehende Bewehrung

$e$  = lichter Abstand der gestoßenen Schlaufen

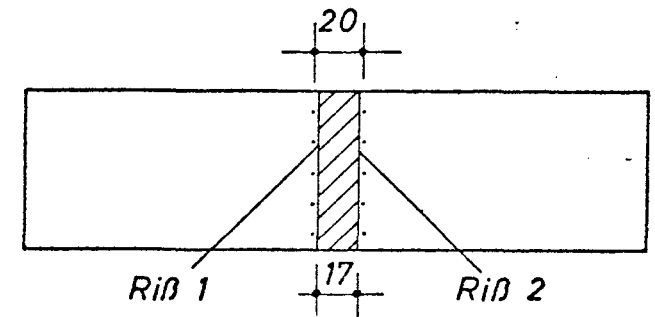
$\varepsilon \cdot \Delta l$   
[mm.]

Gemessene Dehnungen  $\Delta l \cdot \varepsilon$  im Fugenbereich über 20 cm.



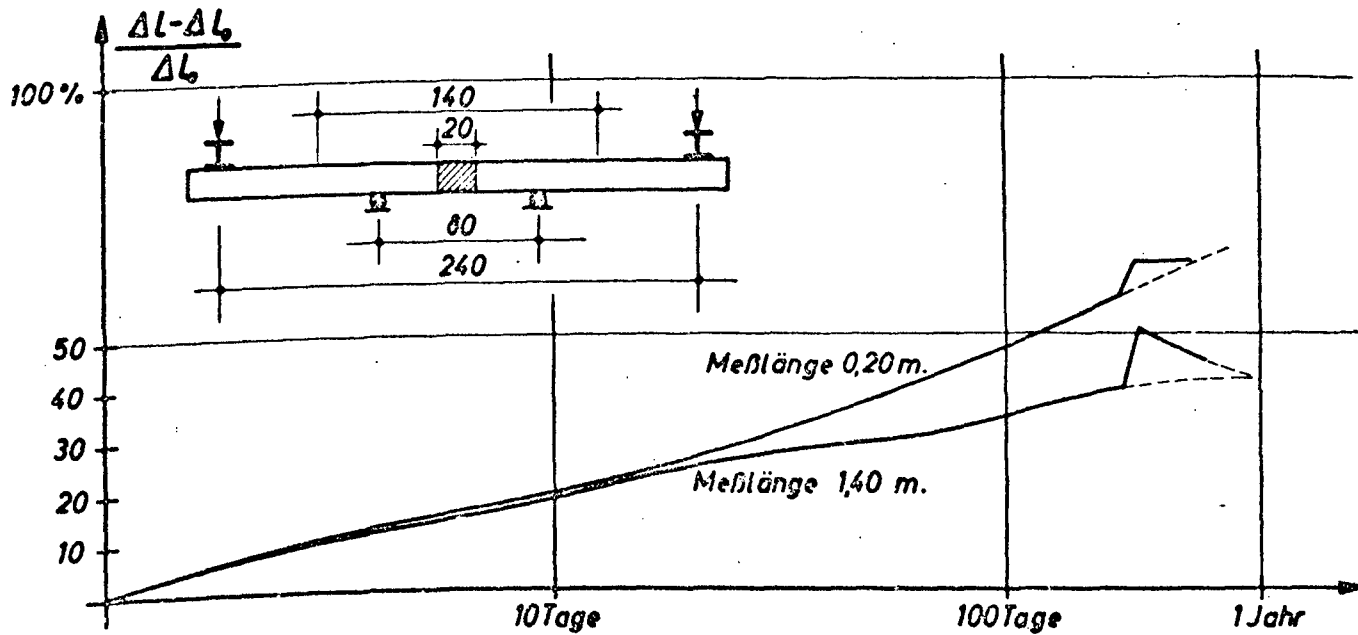
Gemessene Rißbreiten in 1/10 mm.

$\sigma$ t/cm <sup>2</sup>	Riß 1			Riß 2			$\sigma$ t/cm <sup>2</sup>	Riß 1			Riß 2		
	bei... Belastungen							bei ... Belastungen					
	1	10.	100 000	1	10	100 000		1	10	100 000	1	10	100 000
0,12	0	0	2	0	0	0	0,12	2	2	2	0	0	1
0,94	1	2	2,5	0	0,5	0,5	1,49	3	3,5	4	1	1,5	2
2,03	2	3	4	0	1	2	2,85	4	4,5	5	2	2	4

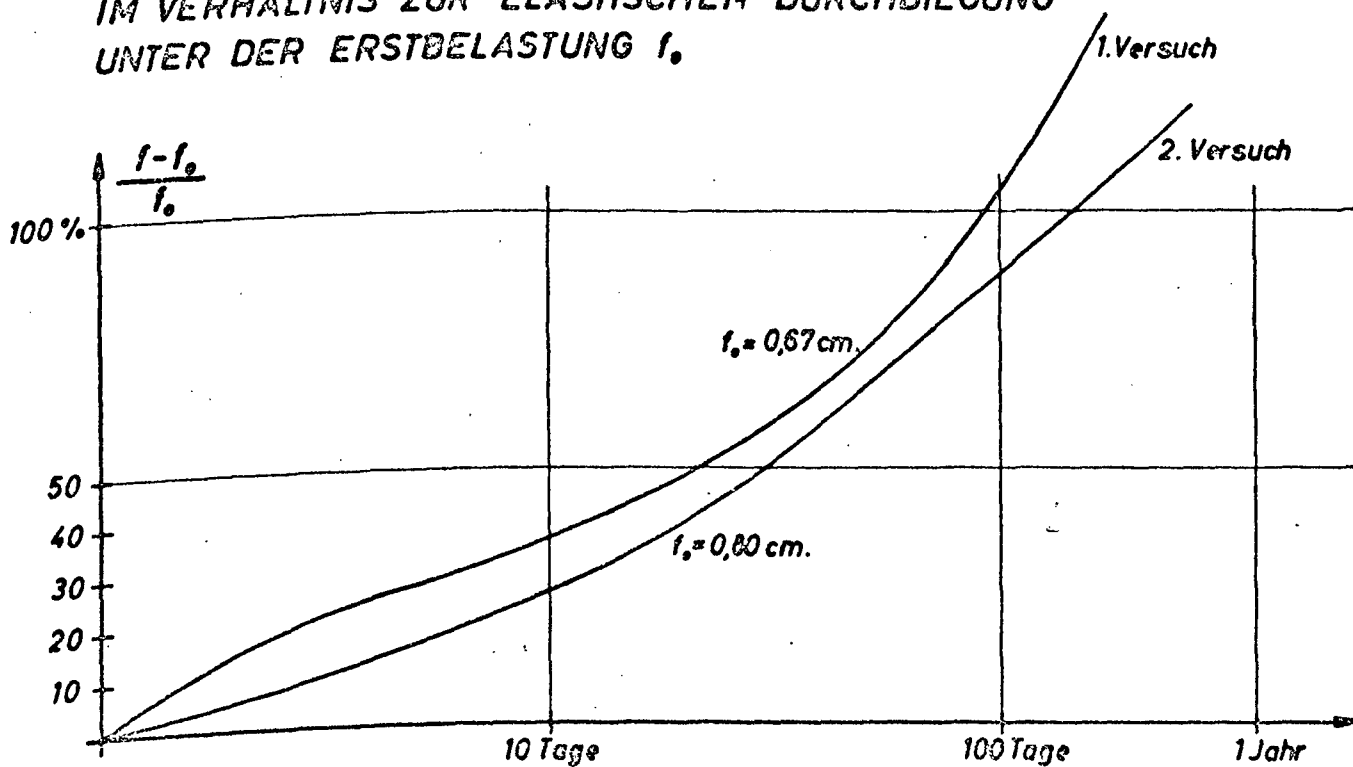




**ZUNAHME DER DEHNUNGEN  $\Delta l$  IM VERHÄLTNIS ZUR ELASTISCHEN DEHNUNG UNTER DER ERSTBELASTUNG  $\Delta l_e$  BEIM 2. DAUERSTANDSVERSUCH**



**ZUNAHME DER DURCHBIEGUNG IN TRÄGERMITTE  $f$  IM VERHÄLTNIS ZUR ELASTISCHEN DURCHBIEGUNG UNTER DER ERSTBELASTUNG  $f_e$**



## 2. Dauerstandsversuch (I/12)

Rißbreiten nach 250 Tage Belastungsdauer in [mm]

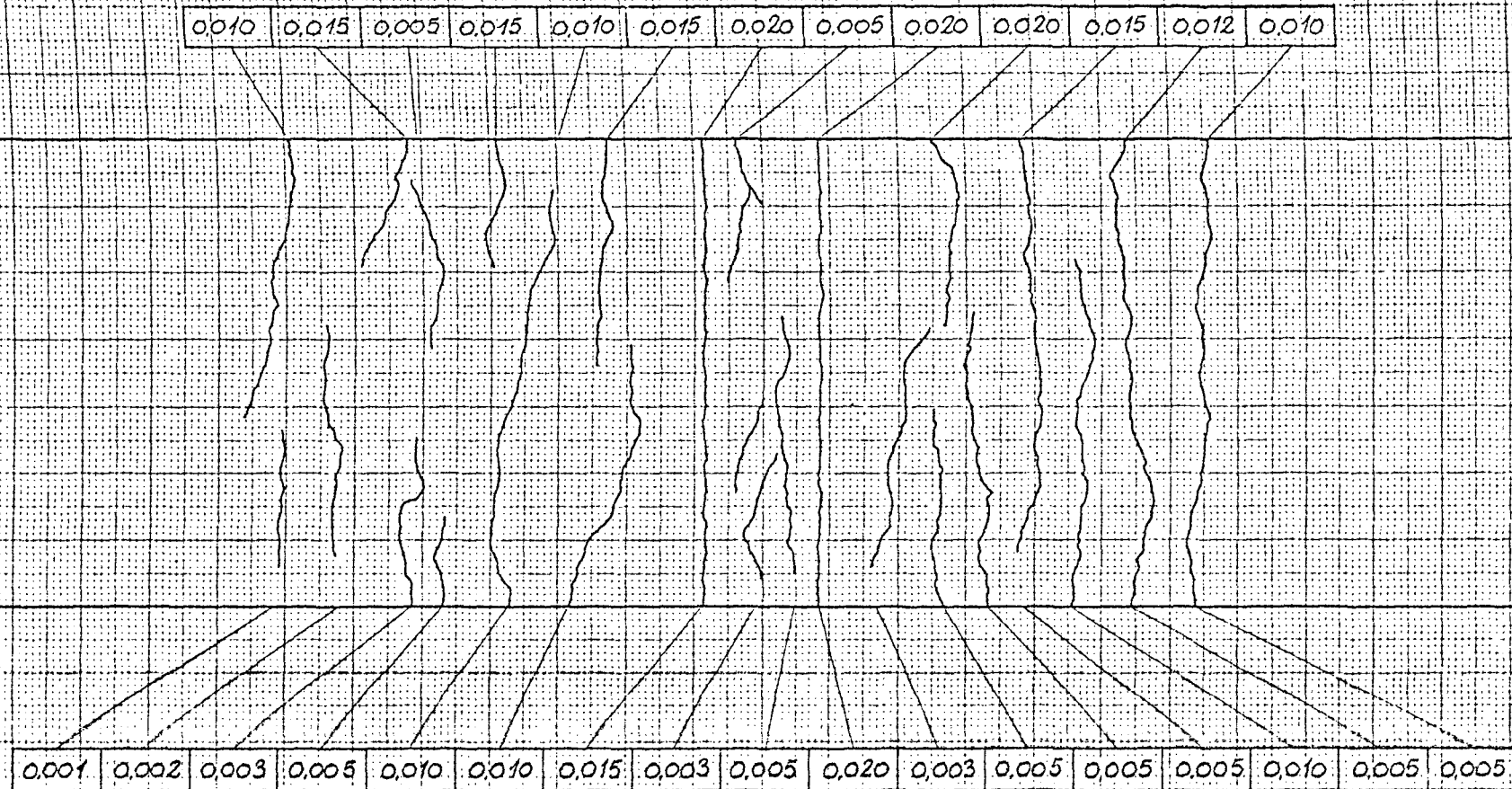
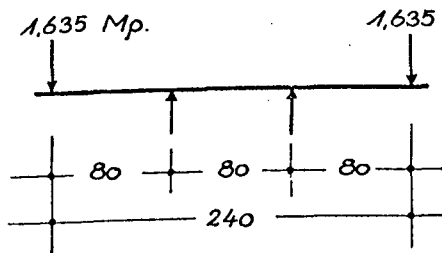


Bild 13

Durchbiegungswerte nach Heft 194 des DAf Stb.

zum Vergleich mit den Meßwerten der Dauerstandsversuche



$$P = 2 \cdot 1,635 = 3,27 \text{ Mp.}$$

Kennwerte nach 1.4.1

$$\ell = 240 \text{ cm. ; } h = 12,4 \text{ cm. ; } z = 10,83 \text{ cm.}$$

$$b = 70 \text{ cm. ; } x = 4,75 \text{ cm. ; } \mu = 0,78 \%$$

Elastische Durchbiegung

$$f_o^{\text{II}} = k_\ell \cdot 0,9 \frac{\varepsilon_e^{\text{II}} - \varepsilon_o^{\text{II}}}{h} \cdot \ell^2 ;$$

$$k_\ell = 1/9,39 ; \max M = 0,091 + 0,4 \cdot 3,27 = 1,40 \text{ Mpm}$$

$$\sigma_e^{\text{II}} = 1,36 \cdot M = 1,36 \cdot 1,40 = 1,90 \text{ Mp/cm}^2$$

$$\varepsilon_e^{\text{II}} = 1,90 / 2100 = 0,905 \%$$

$$\begin{aligned} \max \sigma_b &= - \frac{2 \cdot M}{z \cdot x \cdot b} = - 555 \cdot M \\ &= - 555 \cdot 1,40 = - 777 \text{ Mp/m}^2 \\ &= - 77,7 \text{ kp/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_o^{\text{II}} = - 77,7 / 270 = - 0,288 \text{ ‰}$$

$$f_o^{\text{II}} = \frac{0,90}{9,39} \cdot \frac{0,905 + 0,288}{1000} \cdot \frac{240^2}{12,4} = \underline{\underline{0,53 \text{ cm.}}}$$

$$\text{Zuwachs infolge Schwinden } f_s^{\text{II}} = k_\ell \cdot s_{\text{II}} \cdot \frac{\varepsilon_s}{n} \cdot \ell^2 ; \quad s_{\text{II}} = 1,3 \frac{2+\varphi}{6}$$

$$\text{mit } \varphi = 3,0 \text{ und } \varepsilon_s = 30 \cdot 10^{-5}$$

für 65 % rel. Feuchte.

$$s_{\text{II}} = 1,3 \frac{2+3}{6} = 1,083$$

$$f_s^{\text{II}} = \frac{1,083 \cdot 0,30 \cdot 240^2}{9,39 \cdot 1000 \cdot 12,4} = \underline{\underline{0,16 \text{ cm.}}}$$

Zuwachs infolge Kriechen

$$f_k^{\text{II}} = \eta_{\text{II}} \cdot \varphi \cdot f_o^{\text{II}} ; \quad \eta_{\text{II}} = \frac{1}{12} \sqrt{100 \cdot n \cdot \mu} ; \quad n = \frac{2100}{270} = 7,77$$

$$\eta_{\text{II}} = \frac{\sqrt{7,77 \cdot 0,78}}{12} = 0,205$$

$$f_k^{\text{II}} = 0,205 \cdot 3 \cdot 0,53 = \underline{\underline{0,32 \text{ cm.}}}$$

Bild 15

